FORMULAIRE ASSAINISSEMENT URBAIN

1- CALCUL DES SECTIONS D'OUVRAGES

1.1 - FORMULE DE CHEZY (écoulement 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 S /P en m
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 = Coefficient d'écoulement qui varie suivant les matériaux utilisés et la nature des eaux transportées

1.2.1 Réseaux Eaux Usées

Le coefficient de Bazin γ est pris égal à 0,25 et le coefficient C peut donc être représenté approximativement par l'expression :

$$C = 70 \times R^{1/6}$$

On obtient donc la vitesse d'écoulement V :

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

et le débit capable de l'ouvrage Q :

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

Q = Débit en m^3/s
V = Vitesse de l'eau en m/s
S = Section mouillée en m^2
R = Rayon hydraulique S_m /P_m en m
I = Pente longitudinale en m/m

1.2.2 Réseaux Eaux Pluviales

Le coefficient de Bazin γ est pris égal à 0,46 et le coefficient C peut donc être représenté approximativement par l'expression :

$$C = 70 \times R^{1/4}$$

On obtient donc la vitesse d'écoulement V :

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

et le débit capable de l'ouvrage Q :

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

Q = Débit en m^3/s
V = Vitesse de l'eau en m/s
S = Section mouillée en m^2
R = Rayon hydraulique S /P en m
I = Pente longitudinale en m/m

1.2 - FORMULE DE MANNING-STRICKLER (écoulement uniforme)

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

$$Q = V \cdot Sm = K \cdot R_h^{2/3} \cdot I^{1/2} \cdot S_m$$

V = Vitesse de l'eau en m/s
K = Coefficient de MANNING-STRICKLER
R_h = Rayon hydraulique S_m /P_m en m
S_m = Section mouillée en m^2
P_m = Périmètre mouillé en m
I = Pente longitudinale en m/m
Q = Débit en m^3/s

1.3 - ABAQUES DE L'INSTRUCTION TECHNIQUE DE 1977

Elles représentent la relation de Chézy complétée par la formule de Bazin (écoulement uniforme) avec :

γ = 0,25 pour les eaux usées $\Rightarrow$ **abaque Ab3**

γ = 0,46 pour les eaux pluviales ou en unitaire $\Rightarrow$ **abaque Ab4**

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

$$R_h = \frac{\frac{\pi \times D^2}{4}}{\pi \times D} = \frac{D}{4}$$

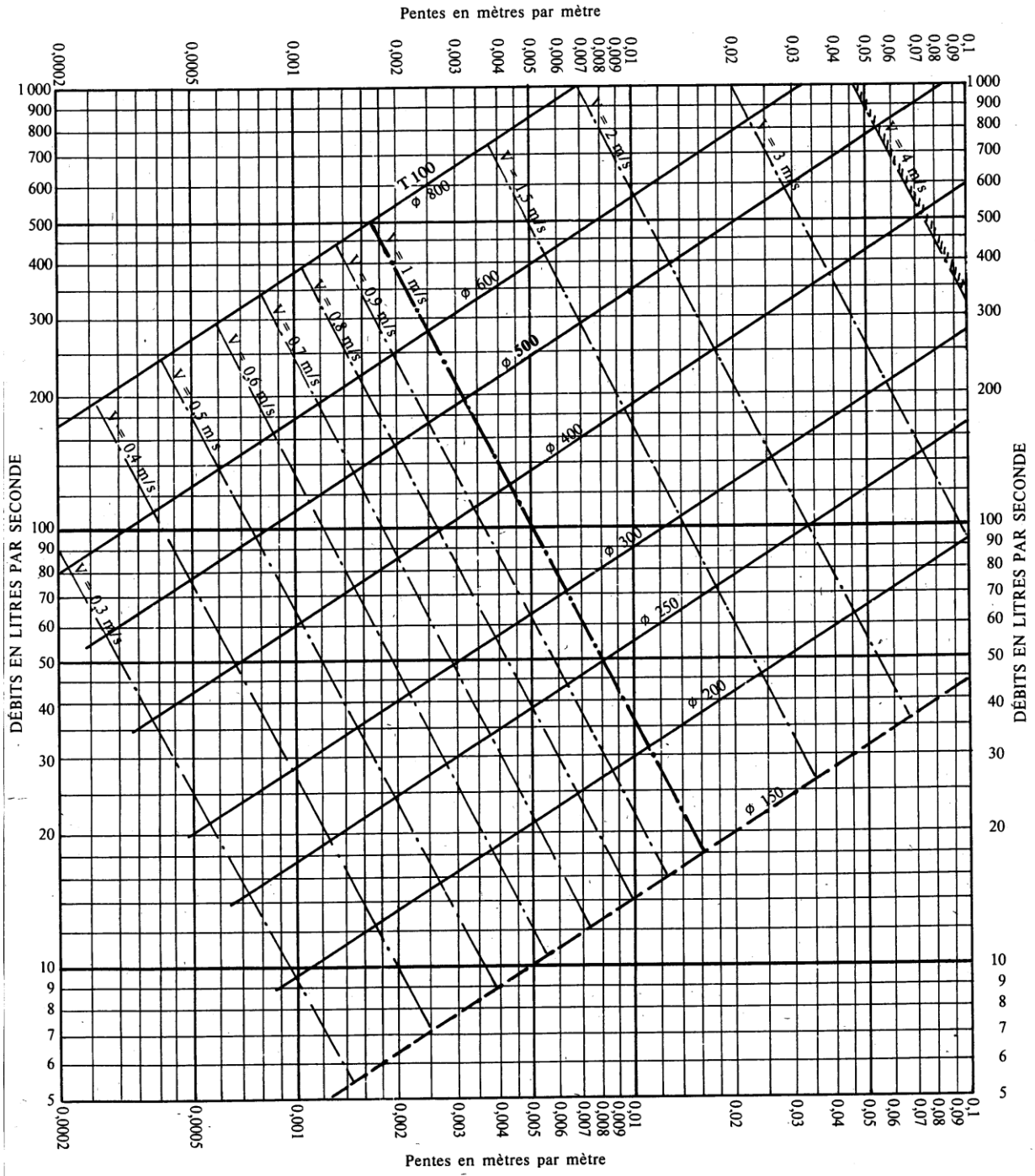
Pour l'évaluation des caractéristiques capacitaires des conduites ou pour apprécier les possibilités d'auto-curage, des nomogrammes sont fournis :

Ouvrages circulaires $\Rightarrow$ **abaque Ab5a**
Ouvrages ovoïdes normalisés $\Rightarrow$ **abaque Ab5b**

ABAQUE Ab. 3

Ab. 3

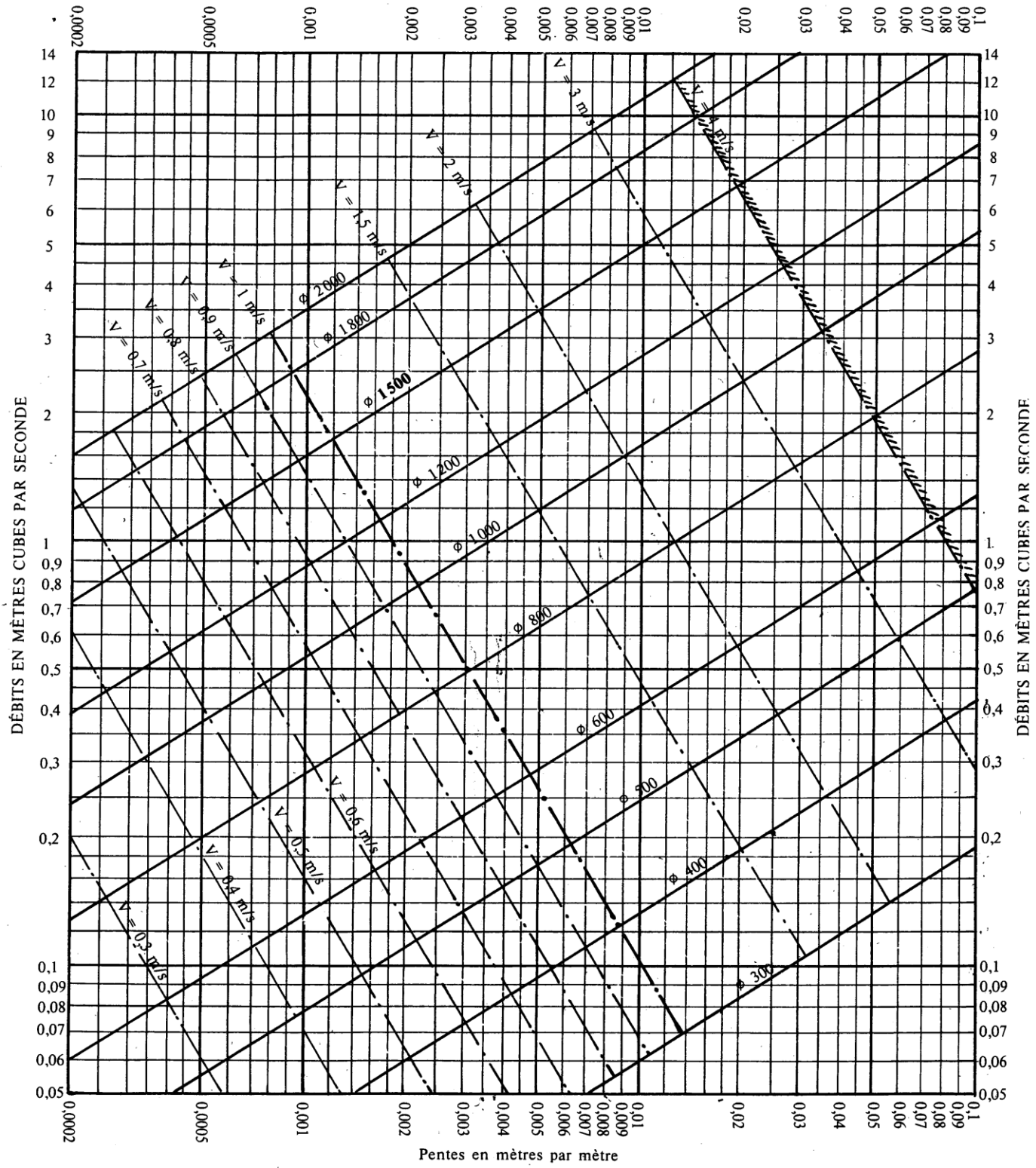
RÉSEAUX D'EAUX USÉES EN SYSTÈME SÉPARATIF



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 % (γ = 0,16). A débit égal, les pentes pourront être réduites d'un tiers.

RÉSEAUX PLUVIAUX EN SYSTÈME UNITAIRE OU SÉPARATIF

(Canalisations circulaires)

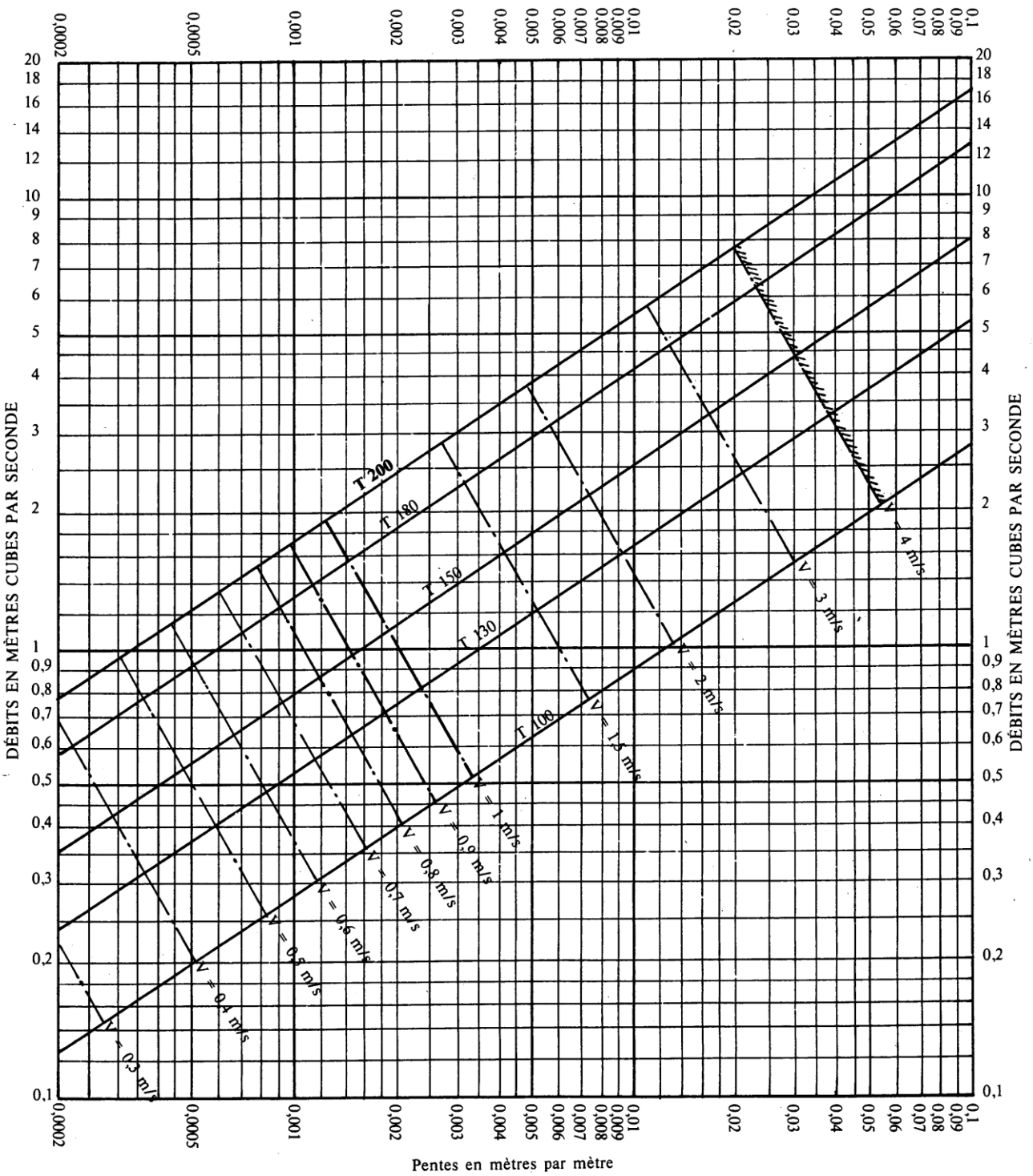


Nota. – La valeur du coefficient de Bazin a été prise égale à 0,46. Lorsque la pose des canalisations aura été particulièrement soignée, et surtout si le réseau est bien entretenu, les débits pourront être majorés de 20 % ($\gamma = 0{,}30$). A débit égal, les pentes pourront être réduites d'un tiers.

ABAQUE Ab. 4 b

RÉSEAUX PLUVIAUX EN SYSTÈME UNITAIRE OU SÉPARATIF

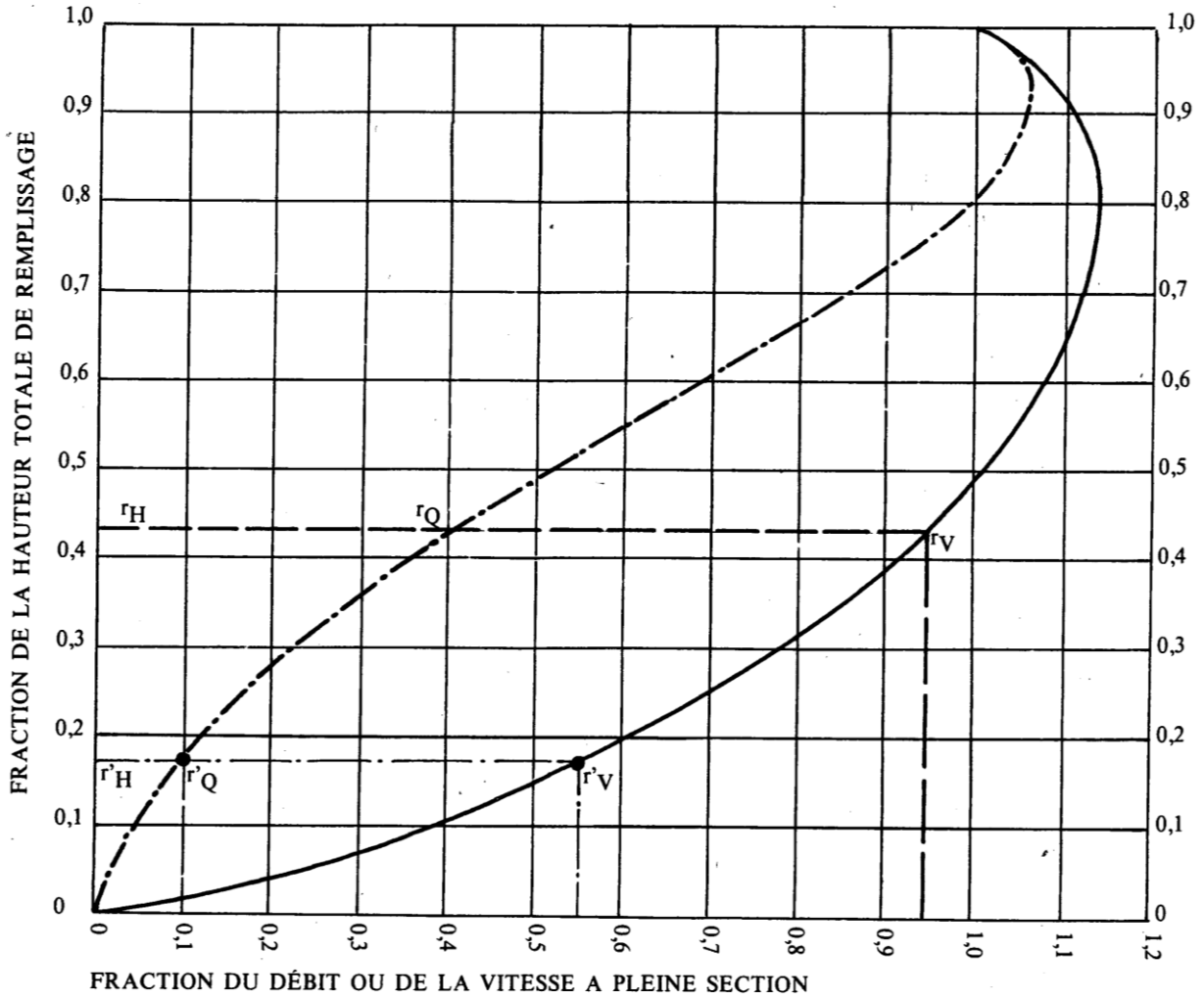
(Canalisations ovoïdes)



Nota. – La valeur du coefficient de Bazin à 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 % ( )' = 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 $r_H = 0{,}95$.

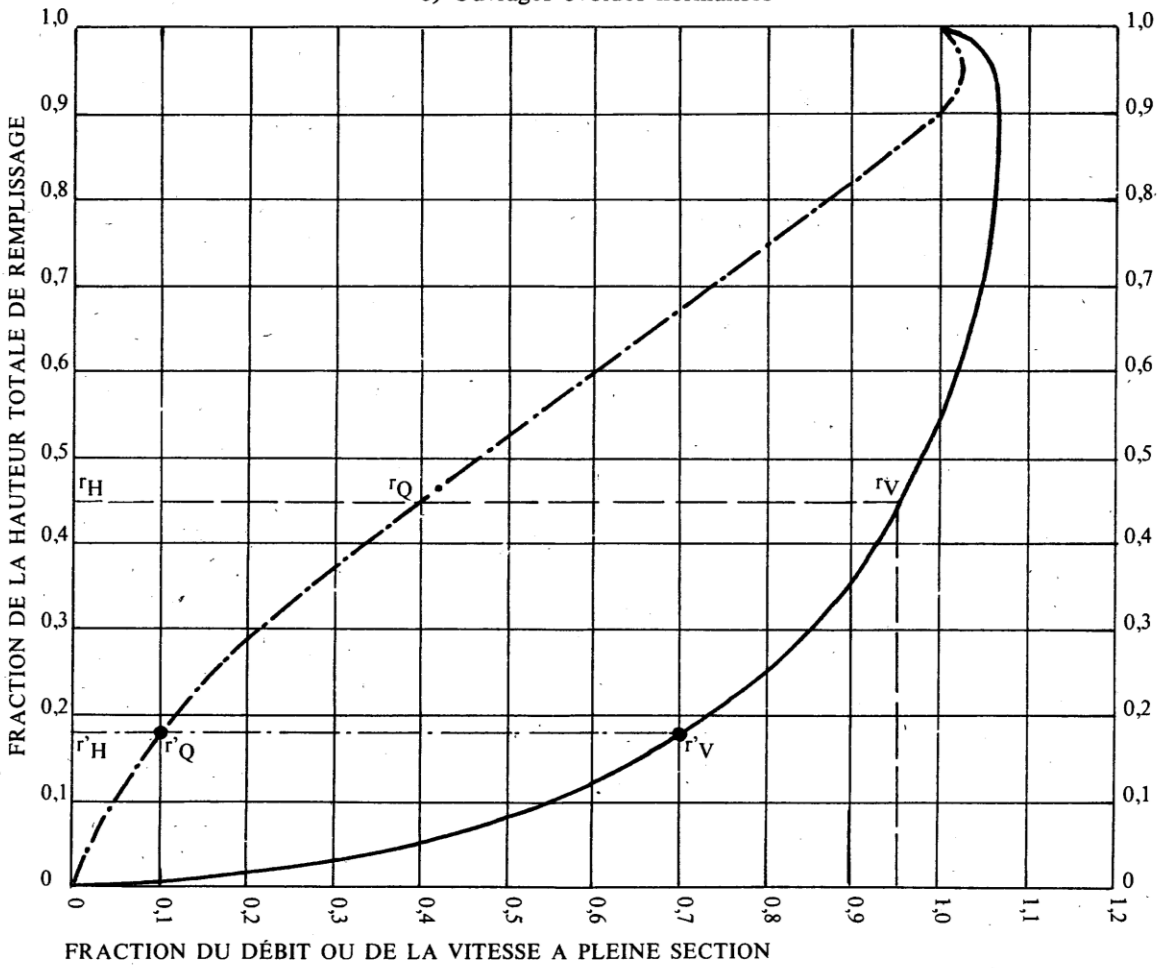
La vitesse maximum ($r_V = 1{,}14$) est obtenue avec $r_H = 0{,}80$.

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

ABAQUE Ab. 5

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.

2 - CALCUL DES RESEAUX D'EAUX USEES

La consommation journalière de l'année se situe dans la fourchette de 100 à 250 l/j/hab (Ceau).
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

2.1 – DETERMINATION DU DEBIT MOYEN (Qm)

$$Qm = \frac{Ceau \times Nhab}{86400}$$

Qm = Débit moyen en l/s
Ceau = Consommation journalière en l/j/hab
Nhab = Nombre d'habitant

2.2 – DETERMINATION DU COEFFICIENT DE POINTE (p)

$$p = a + \frac{b}{\sqrt{Qm}}$$

Qm : 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 :

$$1{,}5 \le p = 1{,}5 + \frac{2{,}5}{\sqrt{Qm}} \le 4$$

2.3 – DETERMINATION DU DEBIT DE POINTE (Qp)

$$Qp = Qm \times p$$

Qp = Débit de pointe en l/s
Qm : Débit moyen journalier des eaux usées en l/s
p = Coefficient de pointe

2.3 – DETERMINATION DU DEBIT D'EAUX CLAIRES PARASITES (Qecp)

Les eaux claires parasites correspondent aux erreurs de branchement ou au drainage de la nappe (canalisations non étanches).

$$Qecp = Qm \times \frac{Tdilu}{100}$$

Qecp = Débit des eaux claires parasites en l/s
Qm = Débit moyen des eaux usées en l/s
Tdilu = Taux de dilution en %

2.4 – DETERMINATION DU DEBIT DE TEMPS SEC (Qts)

$$Qts = Qp \times Qecp$$

Qts = Débit de temps sec en l/s
Qp = Débit de pointe des eaux usées domestiques en l/s
Qecp = Débit des eaux claires parasites en l/s

3 - DONNEES PLUVIOMETRIQUES

3.1 – FORMULE DE MONTANA

$$i = a \times t^{-b} \quad \text{et} \quad h = a \times t^{(1-b)}$$

i = Intensité de pluie en mm/min
h = Quantité ou hauteur de pluie en mm
t = Durée de l'épisode pluvieux en minute
a et **b** sont les paramètres pluviométriques de la région considérée (coefficient de Montana) en fonction d'un intervalle de durée de pluie et du période de retour donnée.

3.2 – POINT D'INTERSECTION DES COURBES INTENSITE-DUREE-FREQUENCE

Pour être plus précis, le temps limite t (en minute) issu de l'intersection des courbes $i = a_1 \times t^{-b_1}$ et $i = a_2 \times t^{-b_2}$ a pour expression :

$$t = \exp\left(\frac{\ln a_2 - \ln a_1}{b_2 - b_1}\right) = \left(\frac{a_2}{a_1}\right)^{\frac{1}{b_2 - b_1}} = \left(\frac{a_1}{a_2}\right)^{\frac{1}{b_1 - b_2}}$$

Il faut donc prendre les paramètres a1 et b1 si le temps de concentration du bassin versant considéré est inférieur au temps limite t, sinon il faut prendre les paramètres a2 et b2.

4 - CALCUL DES RESEAUX D'EAUX PLUVIALES PAR LA METHODE SUPERFICIELLE DE CAQUOT

4.1 – FORMULE GENERALE

$$Q_P = \left(\frac{a \cdot \mu^b}{6(\beta + \delta)} \right)^{\frac{1}{1-b \cdot f}} \cdot I^{\frac{b \cdot c}{1-b \cdot f}} \cdot C^{\frac{1}{1-b \cdot f}} \cdot A^{\frac{b \cdot d + 1 - \varepsilon}{1-b \cdot f}}$$

Q_P = Débit de pointe en m³/s
I = Pente moyenne du cheminement hydraulique en m/m
C = Coefficient de ruissellement > 0,20
A = Superficie du bassin versant recueillie en ha
μ = 0,5 **$\beta + \delta$** = 1,1 **ε** = 0,05 **c** = -0,41 **d** = 0,507 **f** = -0,287
a et b = Coefficients de Montana de la formule de Montana : $i = a \times t^{-b}$
i = Intensité de la pluie en mm/minute
t = temps en minutes (compris entre 5 et 120 minutes)

4.2 – BASSIN ELEMENTAIRE

4.2.1 Évaluation de la pente pondérée

Si les différents tronçons ont respectivement une pente ik et une longueur Lk, la pente pondérée sera :

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

I = Pente pondérée en m.p.m
L_k = Longueur élémentaire en m
I_k = Pente élémentaire en m.p.m

4.2.2 Coefficient de ruissellement

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

A = Surface totale du bassin versant élémentaire
A' = Surface imperméabilisée

4.2.3 Allongement du bassin (M)

$$M = \frac{L}{\sqrt{A}} \geq 0.8$$

L : Longueur du plus long cheminement hydraulique en hectomètre
A : aire équivalente en hectare
M : facteur de forme du bassin

4.2.4 Coefficient d'allongement du bassin (m)

$$m = \left(\frac{M}{2}\right)^{\frac{0,84 \times b(F)}{1+0,287 \times b(F)}} \quad \text{ou} \quad m = \left(\frac{M}{2}\right)^{0,7 \times b(F)}$$

m : coefficient d'allongement
b(F) : coefficient de Montana de la région d'étude selon une période de retour
M : facteur de forme du bassin

4.25 Débit corrigé du bassin (Qc)

$$Q_c = m \times Q_p$$

m : coefficient d'allongement
Qp : Débit de pointe en m³/s
Qc : Débit corrigé en m³/s

4.3 – TEMPS DE CONCENTRATION (Tc)

$$Tc = \mu \times I^c \times A^d \times Qp^f$$

Tc = Temps de concentration en minute
I = Pente selon le parcours de l'eau en mètre par mètre
A = Surface du bassin en hectare
Qp = Débit de pointe en m^3/s
c = - 0,41 **d** = 0,507 **f** = - 0,287 **μ** = 0,28 x $M^{0,84}$

4.4 – ASSEMBLAGE DES BASSINS ELEMENTAIRES

Paramètres équivalents	Aeq	Ceq	Ieq	Meq
Bassins en série	$\sum Aj$	$\frac{\sum CjAj}{\sum Aj}$	$\left(\frac{\sum Lj}{\sum \frac{Lj}{\sqrt{Ij}}}\right)^2$	$\frac{\sum Lj}{\sqrt{\sum Aj}}$
Bassins en parallèle	$\sum Aj$	$\frac{\sum CjAj}{\sum Aj}$	$\frac{\sum Ij.Qpj}{\sum Qpj}$	$\frac{L(TcMax)}{\sqrt{\sum Aj}}$

Aj = Surface des bassins élémentaires en m^2
Cj = Coefficient de ruissellement élémentaires des bassins élémentaires
Lj = Cheminement hydrauliques des bassins élémentaires en mètre
Ij = Pente des bassins élémentaires en mètre par mètre
Qpj = Débit de pointe des bassins élémentaires en m^3/s
L(TcMax) = Cheminement hydraulique selon le bassin élémentaire ayant le temps de concentration le plus élevé

5 - BASSINS DE RETENUE

Méthode utilisée : METHODE DES PLUIES

5.1 – DETERMINATION DE LA SURFACE ACTIVE (Sa)

$$Sa = Ca \times S$$

S = Surface du bassin versant considéré en m^2
Sa = Surface active en m^2
Ca = Coefficient d'apport

5.2 – DETERMINATION DU TEMPS DE REMPLISSAGE D'UN BASSIN (t)

$$t = \left(\frac{60000 \times Q_f}{S_a \times a \times (1-b)} \right)^{\frac{-1}{b}}$$

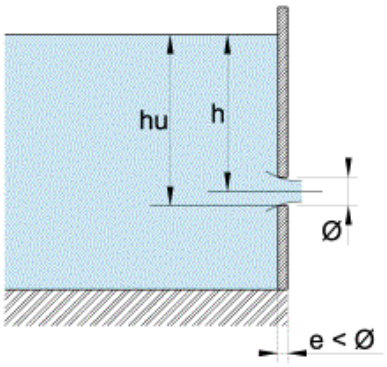
t = Temps de remplissage du bassin en minutes
Qf = Débit de fuite en m^3/s
Sa = Surface active recueillie en m^2
a et **b** = Paramètres de Montana tels que $i = a \times t^{-b}$ avec i en mm/min et t en min

5.3 – VOLUME DE STOCKAGE DU BASSIN (V)

$$V = S_a \times \frac{a \times t^{1-b}}{1000} - 60 \times Q_f \times t$$

t = Temps de remplissage en minutes
Qf = Débit de fuite en m^3/s
Sa = Surface active recueillie en m^2
V = Volume de stockage en m^3
a et **b** = Paramètres de Montana tels que $i = a \times t^{-b}$ avec i en mm/min et t en min

5.4 – DIMENSIONNEMENT D'UN ORIFICE CALIBRE



$$Qf = \mu \times S \times \sqrt{2gh}$$

Qf = Débit de fuite en m^3/s
μ = Coefficient de contraction égal à 0,5 (GTPOR) à 0,8
S = Surface de l'orifice en m^2
h = Hauteur de charge en m
g = Accélération de la pesanteur soit 9,81 m/s^2

5.5 – MAJORATION DU VOLUME DE STOCKAGE EN CAS DE DEBIT DE FUITE NON CONSTANT

$$\Omega = \left(\frac{1}{1+\alpha} \right)^{\frac{b-1}{b}}$$

b : coefficient de Montana de la région d'étude selon une période de retour (b>0)
α : coefficient caractéristique de l'ouvrage de régulation, α = 0,5 pour un orifice calibré.