

Université Chahid Mustapha Ben Boulaid Batna 2

Faculté de Technologie

Département d'Hydraulique

Module : Distribution et Collecte des Eaux Urbaines

Chargé du Module : Mr KHELIF Abdelkrim

Cours Destiné

Aux Étudiants Master 2 Option Hydraulique Urbaine

Semestre 3



Chapitre VI: Calcul Hydraulique des Réseaux d'Assainissement

CHAPITRE VI : CALCUL HYDRAULIQUE DES RÉSEAUX D'ASSAINISSEMENT

VI.1. Introduction :

Le bon fonctionnement d'un réseau d'assainissement est basé sur un bon calcul bien maîtrisé qui consiste à déterminer les diamètres, les vitesses et les hauteurs de remplissage des canalisations.

VI.2. Données de bases de calcul :

Connaissant dans la section étudiée le débit à évacuer, la formule de base de l'écoulement libre est :

$$Q = V \cdot S \quad (\text{VI.1})$$

S : Section transversale de l'ouvrage occupée par l'eau (m²)

V : Vitesse moyenne de l'écoulement de l'eau (m/s)

Pour le calcul de «**V**» on adopte la formule de **Chézy** :

$$V = C \cdot \sqrt{R_H \cdot I} \quad (\text{VI.2})$$

Avec **C** : Coefficient de Chézy qui peut être calculé par différentes méthodes :

$$C = \frac{1}{n} \cdot R_H^{1/6} \quad (\text{VI.3a}) \quad \text{formule de Manning-Strickler}$$

$$C = \frac{87}{1 + \frac{\gamma}{\sqrt{R_H}}} = \frac{87 \cdot \sqrt{R_H}}{\sqrt{R_H} + \gamma} \quad (\text{VI.3b}) \quad \text{formule de Bazin}$$

R_H : Rayon hydraulique (m).

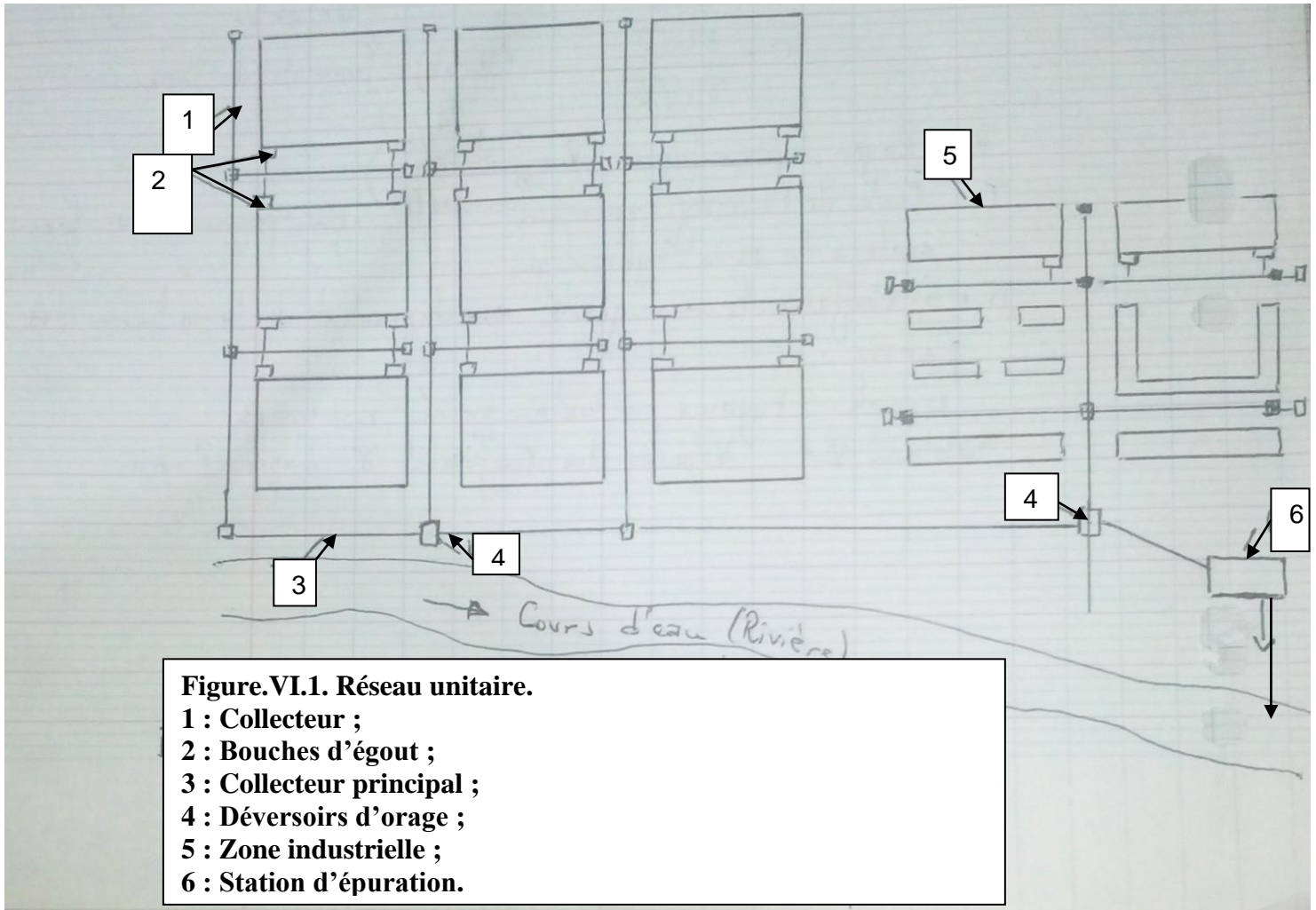
I : Pente de l'ouvrage pour un régime uniforme égale à la pente hydraulique (m/m).

n et **γ** : Coefficients de rugosité qui dépendent de la nature des parois.

Tableau (VI.1) : Valeurs du coefficient γ d'après Bazin

Catégorie	Nature des parois	Coefficient γ (m ^{1/2})
1	Enduit de ciment lisse, planches soigneusement rabotées	0.06
2	Même paroi qu'en 1, moins soignées	0.16
3	Béton sans enduit, maçonnerie ordinaire	0.46
4	Canaux en terre unis sans végétation	0.85
5	Canaux en terre revêtus d'herbes. Rivière à cours irrégulier	1.30
6	Canaux en terre avec végétation puissante ou avec érosion et atterrissements irréguliers	1.75

Exemple d'un réseau unitaire:



VI.3. 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.

VI.3.1. Calcul des réseaux unitaires :

Les ouvrages sont calculés suivant une formule d'écoulement résultant de celle de Chézy, pour pouvoir transiter les débits pluviaux en fonction de la région d'implantation des ouvrages et la période de retour, il ne sera pas tenu compte des débits d'eaux usées qui sont négligeables par rapport aux débits d'eaux pluviales.

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 égal à **0,46**. C peut donc être représenté approximativement par

l'expression :

$$C = 60 \cdot R_H^{1/4} \quad (\text{VI.4})$$

On obtient donc :

$$V = 60 \cdot R_H^{3/4} \cdot I^{1/2} \quad (\text{VI.5})$$

Et le débit capable de l'ouvrage :

$$Q = 60 \cdot R_H^{3/4} \cdot I^{1/2} \cdot S \quad (\text{VI.6})$$

Au-delà de 0,60 m de diamètre, l'utilisation des tuyaux ovoïdes est parfois jugée préférable car leur section inférieure permet un meilleur écoulement du flot de temps sec.

Exemple :

La variation du débit transité est fonction de la hauteur de remplissage dans les ouvrages d'assainissement.

Pour le cas d'une conduite circulaire ou ovoïde, on a :

Pour un remplissage de l'ouvrage : $r_H = 95\%$, on a : $r_Q = \frac{Q_h}{Q_H} = 1.07$, d'où : $Q_h = 1.07 \cdot Q_H$;

Soit Q_h le débit (calculé) des eaux à faire évacuer par l'ouvrage. On doit dimensionner par :

$$Q_H = \frac{Q_h}{1.07}$$

On peut utiliser les abaques ou faire un calcul direct :

La section d'ouvrage : $S = \frac{\pi \cdot D^2}{4}$, le périmètre mouillé : $P = \pi \cdot D$, d'où le rayon hydraulique : $R_H = \frac{S}{P} = \frac{D}{4}$;

Donc : $Q_H = 60 \cdot S \cdot R_H^{3/4} \cdot I^{1/2} = 16.65 \cdot D^{11/4} \cdot I^{1/2}$ d'où :

$$D = \frac{Q_H^{4/11}}{16.65^{4/11} \cdot I^{2/11}}$$

VI.3.1.1. Conditions d'écoulement :

Un réseau d'assainissement du type unitaire doit, dans la mesure du possible, être auto-cureur c'est à dire qu'il doit être conçu de telle manière que :

- Les sables soient automatiquement entraînés pour des débits pluviaux atteints assez fréquemment ;
- Les vases fermentescibles soient également entraînés pour le débit des eaux usées (EU).

Ces conditions sont à peu près satisfaites dans les ouvrages calculés pour l'évacuation du ruissellement de fréquence décennale en respectant un calage des canalisations comme suit :

- Diamètre minimum de **300 mm**, pour éviter les risques d'obstruction ;
- Pente minimale : **0.003 m/m** ;
- Couverture minimale de la canalisation est de : **80 cm**. En dessous de cette valeur, la canalisation sera protégée par une dalle pour éviter son écrasement sous les charges roulantes.
- Regard de visite tous les **80 m**, au maximum pour permettre un hydro-curage des réseaux ;
- Regard à chaque changement de pente ou de direction ;

- Vitesse maximale d'écoulement de : **4 m/s**, afin d'éviter l'abrasion des tuyaux.

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

VI.3.2. Calcul des réseaux séparatifs :

VI.3.2.1. Canalisations d'eaux pluviales :

Les conditions de l'autocurage seront moins impérieuses que sur les réseaux unitaires du point de vue hygiène, les pentes limites pourront, de ce fait, être un peu plus faibles.

Les canalisations doivent être groupées par réseaux partiels, orientées selon les plus grandes pentes et se dirigeant au plus près vers le milieu récepteur.

La profondeur des ouvrages peut être réduite, du fait qu'ils n'ont à évacuer que les eaux superficielles mais ce, tout en respectant la question relative à leur résistance mécanique.

VI.3.2.2. Canalisations d'eaux usées :

Il faut évaluer les débits de pointe pour le calcul des sections des canalisations et aussi les débits minimaux pour, la vérification des conditions d'autocurage.

En égard à la pellicule grasse qui se forme et se dépose à l'intérieur des ouvrages, qui améliore les conditions d'écoulement. Ainsi, 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.

Le coefficient de Chézy «C» peut donc être représenté approximativement par l'expression :

$$C = 70 \cdot R_H^{1/6} \quad (\text{VI.7})$$

On obtient donc :

$$V = 70 \cdot R_H^{2/3} \cdot I^{1/2} \quad (\text{VI.8})$$

D'où le débit capable de l'ouvrage égal :

$$Q_H = V \cdot S = 70 \cdot R_H^{2/3} \cdot I^{1/2} \cdot S \quad (\text{VI.9})$$

VI.3.2.2.1. Conditions d'écoulement :

Les canalisations d'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 minimale : **0,002 m/m** ;
- Le relèvement des eaux par pompage ne pourra dans certains cas être évité ;
- Couverture minimale de la canalisation est de **80 cm**. En dessous de cette valeur, la canalisation sera protégée par une dalle en béton pour éviter son écrasement sous les charges roulantes.
- Regard de visite tous les **80 m**, au maximum pour permettre l'hydro-curage des réseaux ;

Distance standard est de **50m** ;

- Regard à chaque changement de pente ou de direction ;

- Vitesse maximale est de **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 PEHD.

VI.3.2.2.2. Conditions d'implantation des réseaux :

Ces réseaux doivent être établis de manière à satisfaire aux conditions d'autocurage :

- A pleine ou à demi-section : $V > 0,70 \text{ m/s}$, ou à l'extrême rigueur **0,50 m/s** ;

- Pour une hauteur d'eau égale au **2/10**, du diamètre **D** : $V \geq 0,30 \text{ m/s}$;

(Le rapport des vitesses étant égal à **0,6** on vérifiera que $0,6 V_{ps} \geq 0,3 \text{ m/s}$) ;

- La hauteur d'eau doit être égale aux **2/10**, du diamètre **D**, assuré par le débit moyen actuel ;

(Le rapport des débits étant égal à **0,12**, on vérifiera que $Q_{\text{moyen}} \geq 0,12 Q_{ps}$) ;

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

VI.3.3. Formule de Manning Strickler :

$$C = K \cdot R_H^{1/6} \quad (\text{VI.10})$$

$$V = K \cdot R_H^{2/3} \cdot I^{1/2} \quad (\text{VI.11})$$

$$Q_H = V \cdot S = K \cdot R_H^{2/3} \cdot I^{1/2} \cdot S \quad (\text{VI.12})$$

K : Coefficient de Manning – Strickler

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 en gazonnés : **K = 25 à 30**.

VI.4. Contraintes de calage (d'implantation) des réseaux :

- Suivre autant que possible le plan de la voirie ;
- Suivre si possible la pente naturelle ;
- Respecter la distance entre deux regards de visite, et la couverture minimale des canalisations ;
- Respecter la vitesse d'écoulement maximale admissible ;
- Vérifier la vitesse minimale d'autocurage ;

Si : $V < 0,6 \text{ m/s} \Rightarrow$ dépôt des sables ;

Si : $V < 0,3 \text{ m/s} \Rightarrow$ dépôt des vases organiques.

VI.5. Les abaques de l'instruction technique de 1977 :

Elles représentent la relation de Chézy (VI.2), complétée par la formule de Bazin (VI.3b), 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.

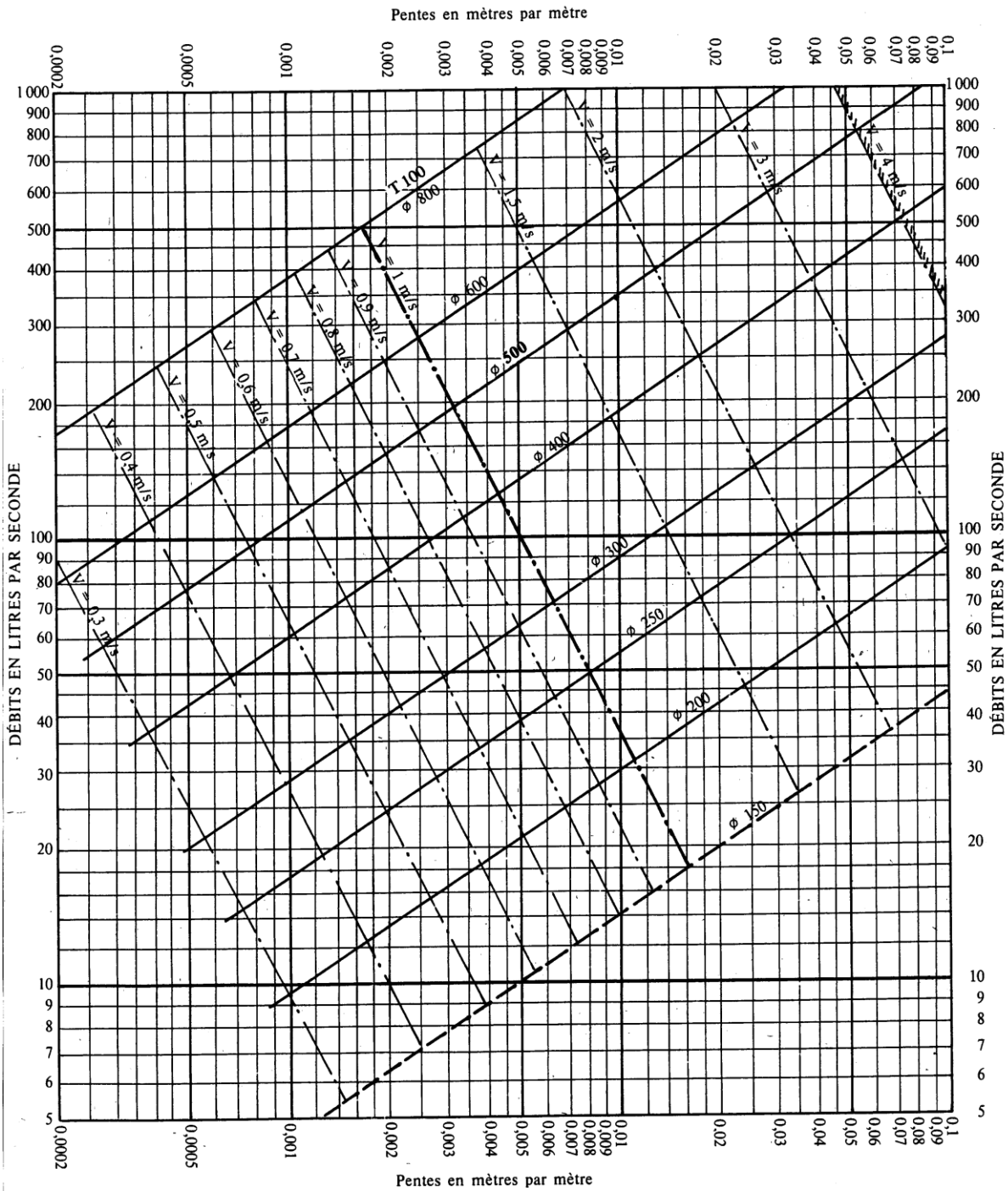
Ces abaques sont construites pour le débit à pleine section avec :

$$R_H = \frac{\pi \cdot \varnothing^2}{4 \cdot \pi \cdot \varnothing} = \frac{\varnothing}{4}$$

ABAQUE Ab. 3

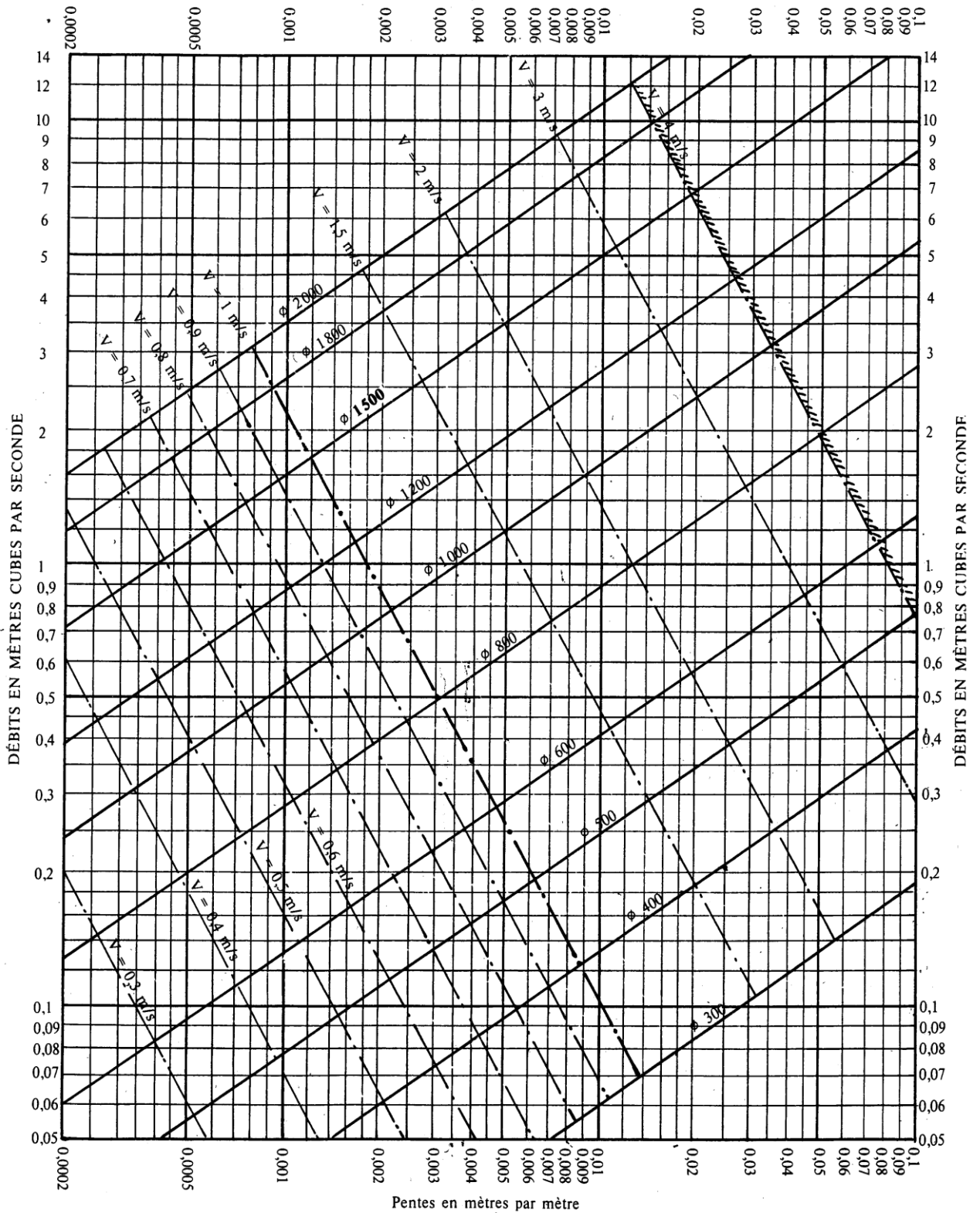
Ab. 3

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

RÉSEAUX PLUVIAUX EN SYSTÈME UNITAIRE OU SÉPARATIF
(Canalisations circulaires)



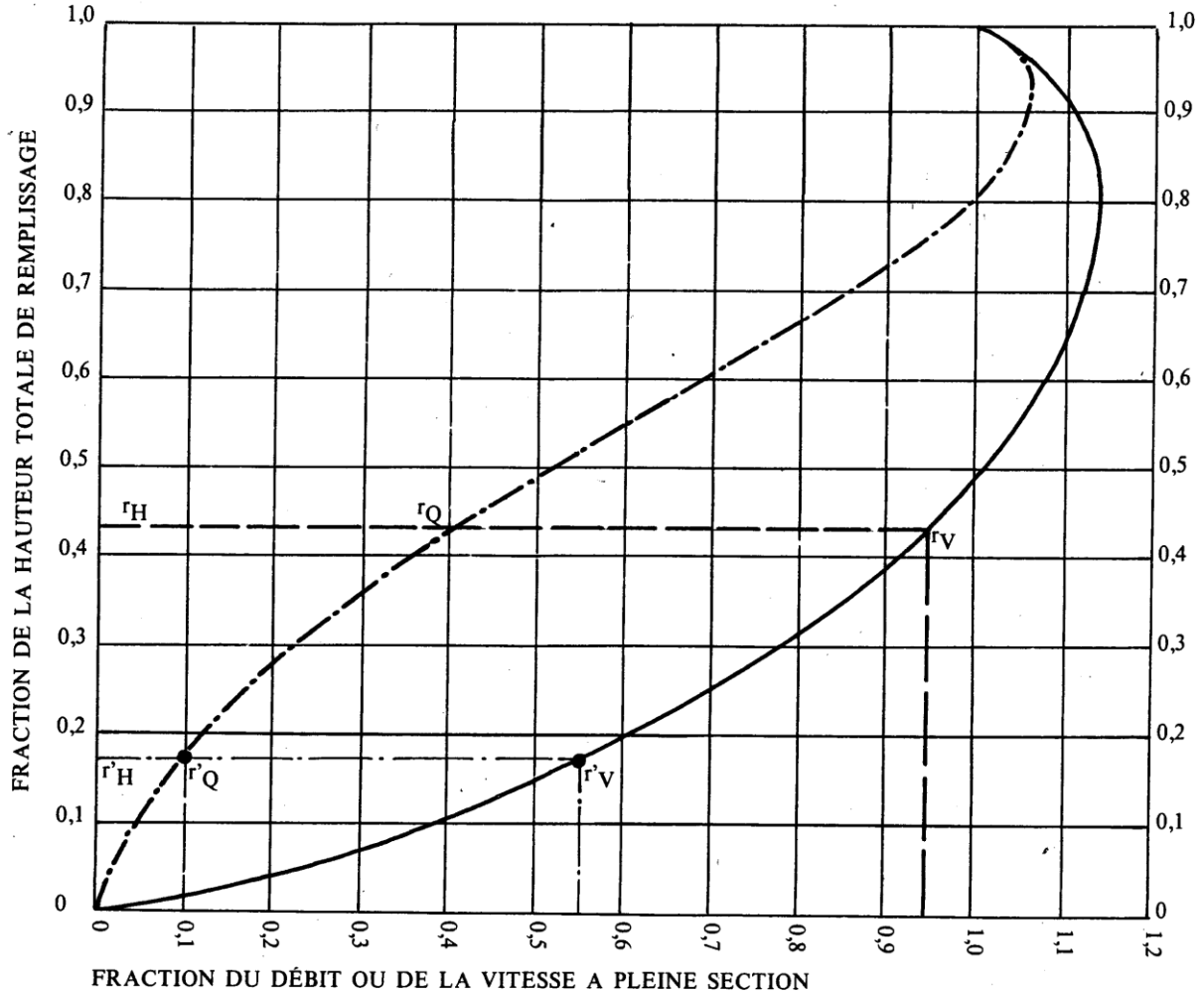
Nota. - La valeur du coefficient de Bazin a été prise égale à 0.46. Lorsque la pose des canalisations aura été particulièrement soignée, et surtout si le réseau est bien entretenu, les débits pourront être majorés de 20 % ($\gamma = 0,30$). A débit égal, les pentes pourront être réduites d'un tiers.

ABAQUE Ab. 5

Ab. 5 (a)

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 $r_H = 0,43$.

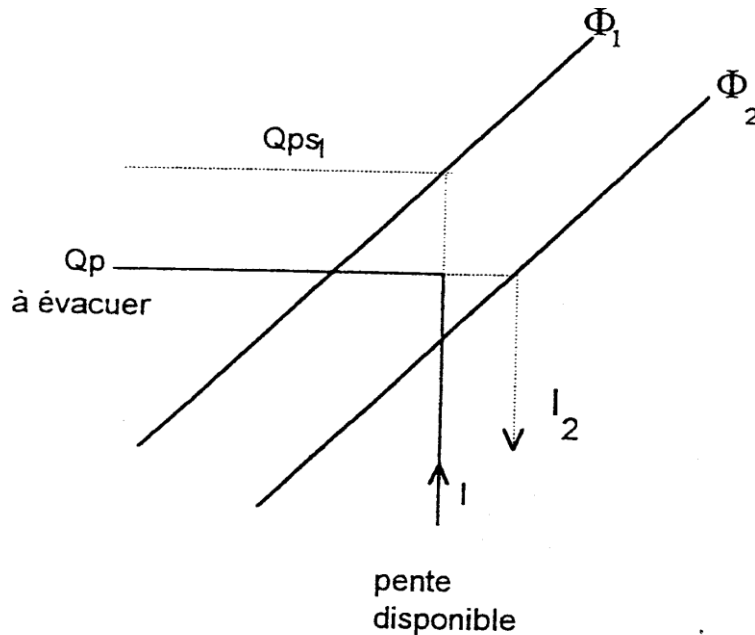
Pour $Q_{PS}/10$, on obtient $r'_V = 0,55$ et $r'_H = 0,17$ (autocurage).

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.

VI.5.1. Utilisation des abaques :**VI.5.1.1. Choix du diamètre :**

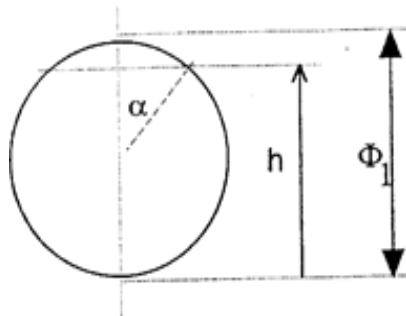
- Choix par excès $\Phi_1(D_1)$: Le débit à pleine section est supérieur au débit de pointe à évacuer.

$$Q_{ps1} > Q_p$$

- Choix par défaut $\Phi_2(D_2)$: La pente nécessaire à l'écoulement à surface libre I_2 , est supérieure à, la pente I_1 , disponible. Il en résulte un risque de mise en charge du réseau, ce qui doit être évité, (remontée des eaux chez les riverains).

VI.5.1.2. 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 .



$$h = R + R \cos \alpha \quad \text{Avec} \quad R = \Phi_1 / 2$$

Section mouillée :

$$A(\alpha) = \pi \cdot R^2 - \alpha \cdot R^2 + \frac{1}{2} \cdot R \cdot \cos \alpha \cdot 2 \cdot R \cdot \sin \alpha$$

$$A(\alpha) = (\pi - \alpha + \cos\alpha \cdot \sin\alpha) \cdot R^2$$

Périmètre mouillé:

$$P(\alpha) = 2 \cdot \pi \cdot R - 2 \cdot \alpha \cdot R = 2 \cdot R \cdot (\pi - \alpha)$$

On en déduit le rayon hydraulique :

$$R_H = A(\alpha) / P(\alpha)$$

Et la vitesse de l'écoulement

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

L'angle α est donné par l'équation :

$$Q_P(\alpha) = V(\alpha) \cdot A(\alpha)$$

Cependant l'abaque Ab5, est d'une utilisation plus, commode pour résoudre un tel problème.

Q_{PS1} : Débit à pleine section ;

$Q_P(\alpha)$: Débit de pointe à évacuer ;

$$r_Q = Q_P(\alpha) / Q_{PS1}, r_V = V(\alpha) / V_{PS1} \text{ et } r_H = h / \phi_1$$

VI.6. Déversoirs d'orage:

Les déversoirs d'orages permettent de diminuer la charge des stations d'épuration, mais de l'autre côté, ils déversent une grande quantité de matières polluantes provenant des eaux usées dans le milieu naturel par temps de pluie.

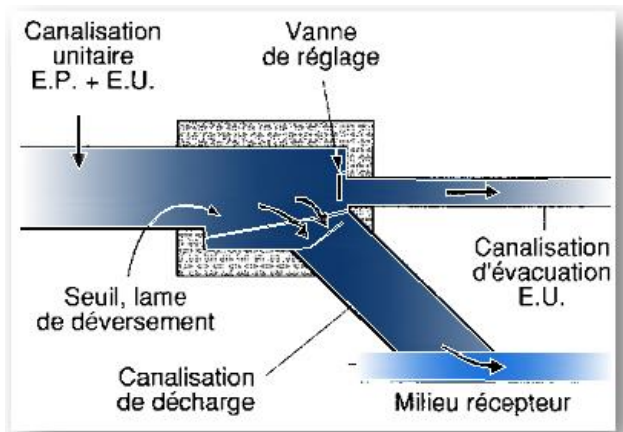
Le calcul des déversoirs d'orage a trait :

- A la galerie proprement dite ;
- Au seuil de déversement dont la côte conditionne le fonctionnement de l'ouvrage.

La galerie doit être calculée pour pouvoir transiter la totalité des débits amont.

Aucune règle générale ne peut être fournie quant à la fréquence de fonctionnement des déversoirs.

Celle-ci étant essentiellement fonction des conditions locales.



Exemples de déversoir

Figure.VI.2. Déversoir d'orage.

VI.6.1. Calcul d'un déversoir d'orage :

La procédure de dimensionnement des déversoirs d'orage est :

- Evaluation du débit maximum conservé à l'aval vers la station d'épuration, selon une dilution admissible à la station. Ce débit est de l'ordre de 3 à 6 fois le débit de temps sec.
- Détermination de la valeur du seuil de fonctionnement ainsi que la valeur de remplissage de la conduite d'amenée, cette dernière valeur déterminant le niveau de trop plein.

- Pour les débits de l'évènement orageux considéré, on calcule ensuite la longueur du déversoir par application des formules du seuil (fonction du type de l'ouvrage).

La formule utilisée est celle de Poléni :

$$Q_d = \frac{2}{3} \cdot \mu \cdot b \cdot \sqrt{2 \cdot g} \cdot h^{3/2} \quad (\text{VI.13})$$

Q_d : Débit du flot déversé en m³/s ;

μ : Coefficient de débit ;

b : Longueur de la crête déversant (m) ;

h : Hauteur de charge déversée (m) ;

g : Accélération de la pesanteur (9,81 m/s²).

