

وزارة التعليم العالي و البحث العلمي

BADJI MOKHTAR-ANNABA UNIVERSITY
UNIVERSITE BADJI MOKHTAR-ANNABA



جامعة باجي مختار - عنابة

Faculté de Technologie

Département d'Hydraulique

Licence Hydraulique

POLYCOPIE DU COURS
ASSAINISSEMENT

Dr LAKEHAL Moussa

2021

Sommaire

Sommaire

Liste des figures	
Liste des tableaux	

Chapitre I

Caractéristiques générales des eaux à évacuer

I. Introduction	...	01
II. Classification des eaux usées	...	01
II.1. Eaux usées	...	01
II.1.1. Eaux usées domestiques	...	02
II.1.1.1. Les eaux vannes	...	02
II.1.1.2. Les eaux ménagères	...	03
II.1.2. Eaux usées industrielles	...	03
II.2. Eaux de ruissellements	...	03
III. Caractéristiques des eaux usées	...	04
III.1. Caractéristiques physico-chimiques	...	05
III.1.1. Paramètres physiques	...	05
III.1.2. Paramètres chimiques	...	06
III.1.2.1. Paramètres chimiques organiques	...	06
III.1.2.2. Paramètres chimiques minéraux	...	06
III.1.3. Paramètres biologiques	...	06
IV. Indicateurs de pollution des eaux usées	...	07
IV.1. Les paramètres physico-chimiques	...	07
IV.1.1. La température	...	07
IV.1.2. Le potentiel d'Hydrogène (pH)	...	07
IV.1.3. La conductivité électrique (CE)	...	08

IV.1.4. La salinité	...	08
IV.1.5. La turbidité	...	08
IV.1.6. Matière en suspension	...	08
IV.1.7. Demande biochimique en oxygène (DBO)	...	09
IV.1.8. Demande chimique en oxygène (DCO)	...	09
IV.1.9. La biodégradabilité	...	09
IV.1.10. Azote	...	10
IV.1.11. Phosphore	...	10
IV.2. Microorganismes	...	10
IV.2.1. Les bactéries	...	10
IV.2.2. Les virus	...	11
IV.2.3. Les protozoaires	...	11
IV.3. Eléments traces et métaux lourds	...	11
V. Les normes algériennes de rejet d'eaux usées	...	12
VI. Conclusion	...	16

Chapitre II

Systemes et schémas d'assainissements

I. Introduction	...	17
II. Systemes d'assainissements	...	17
II.1. Systemes fondamentaux	...	18
II.1.1. Le système séparatif	...	18
II.1.2. Le système unitaire	...	19
II.1.3. Le système mixte	...	19
II.2. Système pseudo-séparatif	...	19
II.3. Système composite	...	20
II.4. Systemes spéciaux	...	20
II.5. Les critères de choix d'un système d'assainissement	...	21
II.5.1. Le respect des contraintes physiques et environnementales	...	21
II.5.2. L'adaptation aux besoins de l'économie et du cadre de vie	...	21
II.5.3. La cohérence par rapport aux règles de l'art et aux ressources humaines disponibles	...	21

II.5.4. L'optimisation des coûts	...	22
II.6. Facteurs influents sur la conception d'un projet d'assainissement	...	22
II.6.1. Données naturelles	...	22
II.6.2. Caractéristiques de l'agglomération	...	22
II.6.3. Contraintes liées à l'assainissement	...	22
III. Différents schémas du réseau d'assainissement	...	22
III.1. Schéma perpendiculaire	...	23
III.2. Schéma par déplacement latéral	...	23
III.3. Schéma de collecteur par zones étagées	...	24
III.4. Schéma radial	...	24
III.5. Schéma à collecte transversale oblique	...	25
IV. Types de conduites d'égout	...	25
V. Principe du tracé du réseau	...	26
VI. Découpage d'un bassin versant urbain	...	27
VII. Distance entre deux regards et emplacement	...	28
VIII. Conception des réseaux	...	29
VIII.1. Enquêtes préalables	...	30
VIII.2. Etudes préalables	...	30
IX. Conclusion	...	31

Chapitre III

Evaluation des débits à collecter

I. Introduction	...	32
II. Evaluation des débits à évacuer	...	32
II.1. Calcul de base	...	32
II.1.1. Estimation du nombre d'habitant n à l'horizon étudié	...	32
II.1.2. Coefficient de ruissellement	...	34
II.1.3. Coefficient de ruissellement pondéré	...	35
II.1.4. Densité partielle d'habitants pour le sous-bassin	...	36
II.1.5. Nombre d'habitants de chaque sous-bassin	...	36
II.1.6. Estimation de l'intensité moyenne des précipitations	...	36
II.1.6.1. Etude des précipitations maximales journalières	...	37

II.1.6.2. Ajustement à la loi de <i>Gumbel</i>	...	37
II.1.6.3. Estimation de la pluie journalière maximale décennale		
$P_{maxj10\%}$...	38
II.1.6.4. Estimation de l'intensité de pluie de courte durée et de période de retour de 10 ans	...	39
II.1.7. Estimation de l'intensité de pluie à partir du modèle de <i>Montana</i>	...	39
II.1.7.1. Expression de l'intensité	...	39
II.1.7.2. Temps de concentration	...	40
II.1.7.3. Estimation de l'intensité	...	40
II.2. Evaluation des débits des eaux usées domestiques	...	41
II.2.1. Débit des eaux usées provenant des habitations	...	41
II.2.1.1. Evaluation du débit moyen journalier	...	41
II.2.1.2. Evaluation du débit de pointe	...	42
II.2.2. Débit d'eaux usées provenant des équipements	...	43
II.2.3. Débit des eaux usées total (domestique)	...	43
II.3. Evaluation des débits des eaux pluviales	...	44
II.3.1. Méthode rationnelle	...	44
II.3.2. Méthode superficielle (Formule de <i>Caquot</i>)	...	45
II.3.3. Méthode rationnelle du curve number (Méthode SCS)	...	46
III. Conclusion	...	49

Chapitre IV

Calcul hydraulique du réseau d'évacuation des eaux

I. Introduction	...	50
II. Détermination de la pente <i>I</i> des collecteurs	...	50
III. Rugosité absolue de la paroi de la conduite	...	51
IV. Dimensionnement des réseaux d'assainissement (Réseaux d'égouts)	...	52
IV.1. Normes	...	52
IV.1.1. Diamètre minimaux des conduites d'égout	...	52
IV.1.2. Alignement des conduites d'égout	...	52
IV.1.3. Profondeur d'enfouissement des conduites d'égout	...	52
IV.1.4. Pente des conduites d'égout	...	53

IV.1.5. Vitesse d'écoulement minimale	...	53
IV.1.6. Vitesse d'écoulement maximale	...	53
IV.1.7. Pertes de charge dans un réseau d'égouts	...	54
IV.1.7.1. Pertes de charge dans les conduites d'égout	...	54
IV.1.7.2. Pertes de charge dues aux équipements	...	54
IV.1.8. Altitude des conduites d'égout aux regards	...	54
IV.2. Gamme des diamètres des conduites	...	54
IV.3. Diamètre intérieur réel des conduites d'égout	...	56
IV.4. Calcul des paramètres hydrauliques des tronçons	...	56
IV.4.1. Section des ouvrages selon l'instruction <i>Française 1977</i>	...	56
IV.4.1.1. Formule de <i>Chézy</i>	...	56
IV.4.1.2. Réseaux « eaux usées » en système séparatif	...	57
IV.4.1.3. Réseaux « pluviaux » en système séparatif	...	57
IV.4.1.4. Réseaux « unitaires »	...	57
IV.4.2. Calcul des ouvrages par les abaques	...	57
IV.4.3. Calcul des ouvrages par la méthode MMR	...	60
V. Conclusion	...	67

Chapitre V

Ouvrages annexes du réseau d'assainissement

I. Introduction	...	74
II. Les ouvrages principaux	...	74
II.1. Canalisations (Conduites)	...	74
II.1.1. Types de canalisations	...	75
II.1.1.1. Conduites en béton non armé	...	75
II.1.1.2. Conduites en béton armé	...	75
II.1.1.3. Conduites en amiante – ciment	...	75
II.1.1.4. Conduites en grés	...	75
II.1.1.5. Conduites en polychlorure de vinyle (PVC) non plastifié	...	75
II.1.2. Choix du type de canalisation	...	76
II.1.3. Les joints des conduites en béton armé	...	76

II.1.4. Différentes actions supportées par la conduite	...	76
II.1.5. Protection des conduites	...	76
II.1.6. Essais des tuyaux préfabriqués	...	79
II.1.7. Caractéristiques géométriques des conduites en béton armé	...	79
II.1.8. Classification des conduites d'égout	...	79
III. Les ouvrages annexes	...	79
III.1. Les ouvrages normaux	...	80
III.1.1. Les bouches d'égout	...	80
III.1.2. Les caniveaux	...	82
III.1.3. Les branchements	...	82
III.1.4. Les regards	...	83
III.2. Les ouvrages spéciaux	...	89
III.2.1. Les déversoirs d'orage	...	89
III.2.2. Station de pompage (Poste de relèvement des eaux d'égout)	...	90
III.2.3. Siphon inversé	...	91
III.2.4. Bassins de retenue des eaux pluviales	...	92
III.2.5. Grilles de retenue	...	92
III.2.6. Dessableurs	...	93
III.2.7. Bassin de décantation	...	93
IV. Exploitation et entretien des réseaux d'égouts	...	93
IV.1. La connaissance du réseau	...	93
IV.2. Surveillance des réseaux d'assainissement	...	93
IV.3. Les moyens d'exploitation	...	94
IV.3.1. Enlèvement des dépôts	...	94
IV.3.2. Détection des fuites	...	94
IV.3.3. Détection des eaux parasites	...	94
IV.3.4. Rénovation des joints et des conduites défectueuses	...	94
IV.3.5. Entretien du réseau par télévision	...	94
IV.3.6. Travaux spécifiques	...	95
IV.3.6.1. Désodorisation	...	95
IV.3.6.2. Lutte contre la corrosion de l'H ₂ S	...	95
IV.4. Exploitation du réseau	...	96
IV.4.1. Technique d'exploitation du réseau	...	96
IV.4.1.1. Curage mécanique des égouts visitables	...	96
IV.4.1.1.1. Curage mécanique en présence d'eau	...	97

	IV.4.1.1.1.1. Périodicité des travaux de	97
curage		...	97
	IV.4.1.1.1.2. Principe de curage	...	97
	IV.4.1.1.2. Curage mécanique sans présence d'eau	...	97
	IV.4.1.2. Curage des égouts non visitables	...	97
	IV.4.1.2.1. Procédés manuels de curage	...	97
	IV.4.1.2.1.1. Chasse d'eau	...	98
	IV.4.1.2.1.2. Le curage par la boule	...	98
	IV.4.1.2.1.2.1. La boule flottante	...	98
	IV.4.1.2.1.2.2. La boule roulante	...	98
	IV.4.1.2.2. Procédé hydrodynamique	...	98
	IV.4.1.2.2.1. Cureuses hydromécaniques	...	98
	IV.4.1.2.2.2. Les aspiratrices	...	98
	IV.5. Réhabilitation du réseau	...	99
	IV.5.1. Le fraisage des obstacles	...	99
	IV.5.2. L'injection des produits colmatant	...	99
	IV.5.3. Le tubage intérieur	...	100
	IV.5.4. Le gainage intérieur	...	100
	IV.5.5. Le chemisage extérieur	...	100
	IV.6. Gestion informatique du réseau	...	100
V. Conclusion		...	101
Références bibliographiques		...	102

Liste des figures

Liste des figures

Chapitre II

Systemes et schémas d'assainissements

Figure 2.1	Système séparatif	18
Figure 2.2	Systemes unitaire et séparatif	19
Figure 2.3	Système pseudo-séparatif	20
Figure 2.4	Système sous pression	20
Figure 2.5	Système sous dépression	21
Figure 2.6	Schéma perpendiculaire	23
Figure 2.7	Schéma par déplacement latéral	23
Figure 2.8	Schéma par zones étagées	24
Figure 2.9	Schéma radial	24
Figure 2.10	Schéma radial par zones	25
Figure 2.11	Schéma à collecteurs obliques	25
Figure 2.12	Ossature d'un réseau d'égouts	26
Figure 2.13	Tracé d'un petit réseau d'assainissement	27
Figure 2.14	Exemple sur le principe d'implantation des regards	29

Chapitre III

Evaluation des débits à collecter

Figure 3.1	Hydrogramme unitaire	48
-------------------	----------------------	----

Chapitre IV

Calcul hydraulique du réseau d'évacuation des eaux

Figure 4.1	Méthode de détermination de D , Q_{ps} et V_{ps}	59
Figure 4.2	Méthode de détermination de r_h et r_v	60
Figure 4.3	Profil circulaire	61
Abaque I		68
Abaque II		71
Abaque III		72
Abaque IV		73

Chapitre V

Ouvrages annexes du réseau d'assainissement

Figure 5.1	Divers joints sur tuyau en béton armé	78
Figure 5.2	Coupe de bouche d'engouffrement à section rectangulaire de 1 m x 0,70 m, avec décantation, siphonide, avec bavette et couronnement en pierre ou en béton	80
Figure 5.3	Bouche d'égout	81
Figure 5.4	Bouche d'égout : absorption du côté latéral (Bouche à avaloir)	81
Figure 5.5	Bouche d'égout : absorption par le haut : Vue en plan (Bouche à grille)	82
Figure 5.6	Point de raccordement avec inclinaison	83
Figure 5.7	Regard de visite double	84
Figure 5.8	Regard d'égout	85

Figure 5.9	Regard à chute : a) coupe verticale ; b) coupe A-A	85
Figure 5.10	Regards de visite	86
Figure 5.11	Regards de jonction	87
Figure 5.12	Ajustement du cadre (Collet) et du tampon (Couvercle) d'un regard. a) dans une chaussée ; b) coupe A-A ; c) à l'extérieur d'une chaussée	88
Figure 5.13	Regards de visite à section circulaire de 1 m de diamètre : a) sur tuyau de diamètre inférieur ou égal à 0,8 m ; b) centré sur l'axe de la canalisation principale de type ovoïde	88
Figure 5.14	Déversoir d'orage	90
Figure 5.15	Siphon inversé : a) plan ; b) section verticale ; c) coupe A-A : déversoir d'entrée	92
Figure 5.16	Schéma de l'équipement pour l'inspection de canalisations par télévision	95
Figure 5.17	Projection de mortier sur les parois intérieures	100

Liste des tableaux

Liste des tableaux

Chapitre I

Caractéristiques générales des eaux à évacuer

Tableau 1.1	La pollution journalière produite par une personne	02
Tableau 1.2	Classes des eaux industrielles	03
Tableau 1.3	Concentrations en MES et hydrocarbures d'un centre commercial (USA)	05
Tableau 1.4	Type de traitement des eaux usées selon le rapport DCO/DBO ₅	06
Tableau 1.5	Valeurs limites maximales des paramètres de rejet des installations de déversement industrielles	13
Tableau 1.6	Valeurs limites des paramètres de rejet d'effluents liquides industriels	14
Tableau 1.7	Valeurs limites maximales de la teneur en substance nocives des eaux usées autres que domestiques au moment de leur déversement dans un réseau public d'assainissement ou dans une station d'épuration	15

Chapitre III

Evaluation des débits à collecter

Tableau 3.1	Valeurs du coefficient de ruissellement en fonction des zones d'influences	35
Tableau 3.2	Calcul des coefficients de ruissellement	36
Tableau 3.3	Valeurs de <i>a</i> et <i>b</i> (Station de <i>Pont Bouchet</i>)	39
Tableau 3.4	Evaluation des débits moyens journaliers rejetés (domestiques)	42

Tableau 3.5	Evaluation des débits des eaux usées des équipements	43
Tableau 3.6	Caractéristiques des bassins d'après la circulaire interministérielle (France 1977)	46
Tableau 3.7	Valeurs de curve number en fonction du type et de l'occupation des sols	48

Chapitre IV

Calcul hydraulique du réseau d'évacuation des eaux

Tableau 4.1	Gamme de diamètres des conduites en BA (Distribution et collecte des eaux)	55
Tableau 4.2	Gamme de diamètres des conduites en BA (Guide technique de l'assainissement)	55
Tableau 4.3	Diamètres pour différents types de conduites	56

Chapitre V

Ouvrages annexes du réseau d'assainissement

Tableau 5.1	Caractéristiques des tuyaux en béton armé	79
--------------------	---	----

Chapitre I

Caractéristiques générales des eaux à évacuer

Chapitre I

Caractéristiques générales des eaux à évacuer

I. Introduction

La protection de l'environnement dans les zones habitées et dans les zones industrielles est nécessaire pour assurer l'hygiène ainsi que pour éviter toutes maladies qui peuvent être contagieuses et qui risquent de causer des épidémies dans l'agglomération. Alors, l'assainissement est un moyen de lutte contre la pollution. Ce système assure le confort de la société. Par conséquent, l'assainissement des agglomérations a pour but d'assurer la collecte, le transit, au besoin la rétention de l'ensemble des eaux pluviales et usées, et de procéder aux traitements avant leur rejet dans le milieu naturel, par des modes compatibles avec les exigences de la santé publique et de l'environnement (Bourrier et al. 2010).

La collecte des eaux usées fait partie intégrante de l'une des priorités fondamentales de l'assainissement de l'établissement humain considéré. Une collecte efficace est celle qui, en évacuant les eaux usées loin des habitations, des installations socio-économiques et culturelles, limite au maximum les risques immédiats ou différés des nuisances sur l'homme, sur son cadre de vie et sur l'environnement qui l'entoure (Wethe, 2002).

L'homme utilise actuellement différentes techniques pour l'évacuation des effluents. Le transport de ces effluents se fait par des conduites jusqu'à la station d'épuration où elles subissent des traitements avant de les rejeter dans un milieu appelé exutoire.

II. Classification des eaux usées

Les effluents comprennent les eaux usées (domestiques et industrielles) et les eaux pluviales.

II.1. Eaux usées

Les eaux usées sont toutes les eaux qui d'une manière ou d'une autre ont subi des souillures, il convient alors de débarrasser les agglomérations de ces eaux résiduaires au fur et à mesure de leur production.

Les impuretés contenues dans les eaux usées, comprennent des matières minérales et des matières organiques, des huiles ou des graisses qui sont entraînées par le courant liquide sous forme de matières en suspension, décantables, flottantes et colloïdales.

II.1.1. Eaux usées domestiques

Les eaux usées urbaines et rurales sont issues des habitations ou des sanitaires des entreprises, et sont donc dénommées « domestiques ». Les eaux usées domestiques contiennent des matières organiques et minérales. Ces charges polluantes varient en fonction du temps et du niveau de vie (Wethe, 2002). La pollution journalière, produite par une personne utilisant, en moyenne, 150 litres d'eau par jour, est donnée par le tableau 1.1 (Mokadem, 2020).

Tableau 1.1 : La pollution journalière produite par une personne.

Paramètres	Quantité (g)
MES	90
DBO ₅	120
DCO	60
Matières Azotées (MA)	15
Matières Phosphorées (MP)	4

En d'autre terme, les eaux usées domestiques proviennent des différents usages domestiques de l'eau. Elles sont constituées essentiellement d'excréments humains, des eaux ménagères de vaisselle chargées de détergents, de graisses appelées eaux grises et de toilette chargées de matières organiques azotées, phosphatées et de germes fécaux appelées eaux noires (Bendida, 2019).

Les eaux usées domestiques comprennent :

- Les eaux vannes.
- Les eaux ménagères dont l'origine reste l'habitation.

II.1.1.1. Les eaux vannes

Ce type d'eaux usées est constitué de l'urine et des matières fécales. Ces eaux renferment des matières fermentescibles en proportion telles qu'elles doivent être évacuées sans délai et rejetées dans le milieu naturel, après une épuration.

II.1.1.2. Les eaux ménagères

Elles comprennent :

- Les eaux de bains et douches.
- Les eaux de cuisines, vaisselles.
- Les eaux de lessives des linges.
- Les autres eaux etc.

II.1.2. Eaux usées industrielles

Ces eaux proviennent de diverses usines. Elles contiennent des substances chimiques et toxiques.

La quantité d'eaux évacuées par les industries dépend de plusieurs facteurs :

- Nature de l'industrie.
- Procédé de fabrication utilisé.
- Taux de recyclage effectivement réalisé.

Certaines d'entre elles doivent faire l'objet d'un prétraitement de la part des industriels avant d'être rejetées dans les réseaux de collecte (Bendida, 2019). Elles sont mêlées aux eaux domestiques que lorsqu'elles ne présentent plus de danger pour les réseaux de collecte et ne perturbent pas le fonctionnement des usines de dépollution (Bendida, 2019).

Les eaux industrielles sont classées dans le tableau 1.2 (Mokadem, 2020).

Tableau 1.2 : Classes des eaux industrielles.

Classes ou catégories	Types d'industrie
1. Les eaux à pollution minérales	Industrie minière, fonderie
2. Les eaux à pollution organique	Industrie agro-alimentaires
3. Les eaux à pollution mixte	Industrie du papier, de textiles
4. Les eaux à pollution radioactives	Industrie nucléaire
5. Les eaux à pollution d'origine accidentelles	Fuites d'hydrocarbures

II.2. Eaux de ruissellements

Les eaux de pluies se chargent d'impuretés au contact de fumées industrielles puis des résidus comme les carburants, métaux lourds, huiles... pendant leur ruissellement sur les toits et chaussées (Mokadem, 2020). L'activité urbaine et le rinçage des sols apportent, alors, les résidus suivants :

- Des sables et graviers.
- Des poussières, des feuilles mortes, des branches,
- Des huiles de vidanges, hydrocarbures, goudrons,

- Des objets de toute nature et de taille variable.
-

En plus de leurs pollutions, les eaux de pluies présentent des risques d'inondation et débordement dans les milieux urbains et perturbent le fonctionnement de la STEP pendant les orages dans le cas des systèmes unitaires (Mokadem, 2020).

III. Caractéristiques des eaux usées

Les eaux usées et les eaux de ruissellement des eaux pluviales constituent un effluent pollué et nocif, renfermant des matières minérales et organiques qui se présentent sous trois formes :

- Matières en suspension décantables.
- Matières en suspension non décantables.
- Matières dissoutes.

En outre, les eaux usées sont caractérisées par :

- La température : varie en fonction du climat et de la géographie.
- L'odeur : l'eau usée fraîche a une odeur fade, mais la stagnation provoque une odeur nauséabonde.
- La couleur : grisâtre.
- Le débit : varie suivant les heures de la journée.

Les effluents (objets de toute nature), les matières charriées, les matières en suspension (MES) et plus particulièrement minérales, les graisses et hydrocarbures et les produits toxiques sont des constituants normaux, lorsque le dosage est compris dans une plage de valeurs suivantes :

- Graisses et huiles organiques : 20 à 100 mg/l.
- Hydrocarbures : 0,1 g/hab/jour.

L'analyse granulométrique distingue en fonction de la taille des particules, les dénominations suivantes :

- Etat colloïdal ~ 1 micron.
- Etat dissous < 0,1 micron.
- Etat en suspension > 1 micron.
- Etat décantable > 100 microns.

Le tableau 1.3 regroupe les concentrations en MES et hydrocarbures d'un centre commercial (USA).

Tableau 1.3 : Concentrations en MES et hydrocarbures d'un centre commercial (USA).

	Total par averse pour la zone (g)	Par averse et par hectare (g)	Concentration (mg/l)
MES	2730	220	80
Hydrocarbures	105	8	2 à 3

(12,5 ha)

Concernant les valeurs des charges polluantes apportées par les eaux de ruissellement, les ordres de grandeurs de la charge maximale mesurée, sont pour différents événements pluviométriques :

- La DBO₅ de quelques Kg/ha imperméabilisé (2 Kg/ha).
- La DCO de une à quelques dizaines de Kg/ha imperméabilisé (20 Kg/ha),
- Les MES de une à quelques centaines de Kg/ha imperméabilisé (200 Kg/ha).

Concernant les eaux unitaires, on peut donner les ordres de grandeurs suivants :

- De 750 à 200 mg/l de MES.
- De 150 à 70 mg/l de DBO₅.
- De 400 à 200 mg/l de DCO.
- 40 g/hab/jour de sable rejetés dans les eaux usées.
- 15 g/hab/jour de matières grasses.
- 100 mg/hab/jour d'hydrocarbures.

En d'autre terme, les eaux usées peuvent être caractérisées selon leur nature comme suit :

III.1. Caractéristiques physico-chimiques

III.1.1. Paramètres physiques (Wethe, 2002)

ce sont :

- La température (°C), dont les valeurs favorables au milieu aquatique varient entre 10 et 25 °C ;
- La conductivité électrique (C en $\mu\text{S}/\text{cm}$, entre 20 et 25 °C), qui mesure la facilité de l'eau à conduire un courant électrique dû à la présence des sels dissous (Ca_2^+ , Mg_2^+ , K^+ , Na^+ , Cr , NO_3) ;
- Le pH, dont les valeurs favorables aux micr-organismes épurateurs sont entre 6,5 et 8 ;
- Les matières en suspension (MES, en mg/l de matières sèches insolubles).

III.1.2. Paramètres chimiques

III.1.2.1. Paramètres chimiques organiques (Wethe, 2002)

Il s'agit de,

- La Demande Chimique en Oxygène (DCO en mg/l) qui caractérise la quantité d'oxygène dissous nécessaire pour oxyder par voie chimique certaines substances oxydables sans intervention d'êtres vivants ;
- la Demande Biologique en Oxygène après 5 jours à 20 °C (DBO₅ en mg/l), qui exprime la quantité d'oxygène nécessaire pour oxyder par voie biologique les matières organiques de l'eau avec l'aide des bactéries à 20 °C ; au-delà de 5 jours, le processus de nitrification aérobie commence ;
- la Demande Totale en Oxygène (DTO), qui caractérise la quantité d'oxygène consommée par des composés dissous dans l'eau lors de la combustion à 900 °C en présence d'un excès d'oxygène et d'un catalyseur ; sa détermination est cependant coûteuse.

Il existe une relation entre DCO et DBO₅ : si $DBO_{21} = DCO$ alors, toutes les matières organiques de l'eau sont biodégradables. Le tableau 1.4 présente, en fonction du rapport DCO/DBO₅, une classification des eaux et le degré de traitement biologique requis.

Tableau 1.4 : Type de traitement des eaux usées selon le rapport DCO/DBO₅ (Wethe, 2002).

DCO/DBO ₅	Classification sommaire	Degré de traitement biologique
1,5 – 1,66	Eaux vannes	Très facile
2,5	Eaux urbaines	Facile
2 – 3	Eaux industrielles	Facile
3 – 5	Effluents des stations d'épuration	Susceptible après adaptation
> 5	-	Difficile car effluents toxiques

III.1.2.2. Paramètres chimiques minéraux (Wethe, 2002)

Ci-dessous entrent dans cette catégorie,

- l'azote (*N*, mg/l) peut exister sous forme minérale ou organique ;
- le phosphore (*P*, mg/l), constitue un facteur de croissance des organismes photosynthétiques.

III.1.3. Paramètres biologiques (Wethe, 2002)

Il s'agit,

- des bactéries (coliformes fécaux, streptocoques fécaux et coliformes totaux), principaux indicateurs de contamination fécale et causes primaires de la pollution d'origine cutanée et respiratoire ;

- des virus, qui ne sont connus qu'à partir d'une cellule hôte favorable à leurs reproductions ; ils polluent durablement l'eau et affectent la santé humaine ;
- des microflores et microfaunes aquatiques dont l'inventaire est très coûteux ; en outre, les résultats de cet inventaire sont généralement difficiles à interpréter.

Les paramètres (physique, chimique organique, chimique minéral et biologique) ci-dessus énumérés sont, en général, exprimés en Equivalent-habitants (Eq-H) pour homogénéiser la charge moyenne rejetée par jour et par habitant. Leur évaluation détermine le degré de pollution potentielle ou réelle du milieu récepteur par l'ensemble des eaux usées urbaines (Wethe, 2002).

IV. Indicateurs de pollution des eaux usées

Les normes de rejet des eaux usées, fixent des indicateurs de qualité physico-chimique et biologique. Ce potentiel de pollution généralement exprimés en mg/l, est quantifié et apprécié par une série d'analyses. Certains de ces paramètres sont indicateurs de modifications que cette eau sera susceptible d'apporter aux milieux naturels récepteurs. Pour les eaux usées domestiques, industrielles et les effluents naturels, on peut retenir les analyses suivantes : (Bendida, 2019)

IV.1. Les paramètres physico-chimiques

Ils résultent de l'introduction dans un milieu des substances conduisant à son altération, se traduisant généralement par des modifications des caractéristiques physicochimiques du milieu récepteur. La mesure de ces paramètres se fait au niveau des rejets, à l'entrée et à la sortie des usines de traitement et dans les milieux naturels.

IV.1.1. La température

La température est un facteur écologique important des milieux aqueux. Son élévation peut perturber fortement la vie aquatique (pollution thermique). Elle joue un rôle important dans la nitrification et la dénitrification biologique. La nitrification est optimale pour des températures variant de 28 à 32°C par contre, elle est fortement diminuée pour des températures de 12 à 15°C et elle s'arrête pour des températures inférieures à 5°C (Rodier, 2005 citée par Bedida, 2019).

IV.1.2. Le potentiel d'Hydrogène (pH)

Les organismes sont très sensibles aux variations du pH, et un développement correct de la faune et de la flore aquatique n'est possible que si sa valeur est comprise entre 6 et 9. L'influence du pH se fait également ressentir par le rôle qu'il exerce sur les autres éléments comme les ions des métaux dont il peut diminuer ou augmenter leur mobilité en solution biodisponible et donc leur

toxicité. Le pH joue un rôle important dans l'épuration d'un effluent et le développement bactérien. La nitrification optimale ne se fait qu'à des valeurs de pH comprises entre 7,5 et 9 (Bedida, 2019).

IV.1.3. La conductivité électrique (CE)

La conductivité est la propriété que possède une eau à favoriser le passage d'un courant électrique. Elle fournit une indication précise sur la teneur en sels dissous (salinité de l'eau). La conductivité s'exprime en micro Siemens par centimètre. La mesure de la conductivité permet d'évaluer la minéralisation globale de l'eau (Rodier, 2005 citée par Bendida, 2019).

IV.1.4. La salinité

La salinité d'une eau correspond à sa concentration en sels dissous dans leur ensemble. Elle est exprimée soit par la valeur de la conductivité électrique (CE) ou par le résidu sec (RS). La CE de l'eau, peut être estimée à partir de la concentration en RS exprimé en g/l, en utilisant à titre indicatif les relations approximatives suivantes (Bendida, 2019) :

- $RS \text{ (g/l)} = 0,64 \times CE \text{ (dS/m)}$ lorsque $CE < 5 \text{ dS/m}$.
- $RS \text{ (g/l)} = 0,80 \times CE \text{ (dS/m)}$ lorsque $CE > 5 \text{ dS/m}$.

IV.1.5. La turbidité

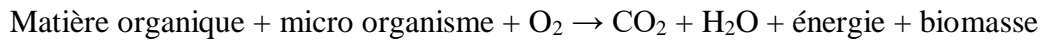
La turbidité est inversement proportionnelle à la transparence de l'eau, elle est de loin le paramètre de pollution indiquant la présence de la matière organique ou minérale sous forme colloïdale en suspension dans les eaux usées. Elle varie suivant les matières en suspension (MES) présentes dans l'eau (Bendida, 2019).

IV.1.6. Matière en suspension

Les matières en suspension (MES) sont, en majeure partie, de nature biodégradable. La plus grande part des microorganismes pathogènes contenus dans les eaux usées, est associée aux MES. Les particules en suspension peuvent, par définition, être éliminées par décantation. C'est une étape simple et efficace pour réduire la charge organique et la teneur en germes pathogènes des eaux usées. Toutefois, un traitement beaucoup plus poussé est généralement requis pour faire face aux risques sanitaires (Bendida, 2019).

IV.1.7. Demande biochimique en oxygène (DBO)

Ce paramètre mesure la quantité d'oxygène nécessaire à la destruction des matières organiques grâce aux phénomènes d'oxydation par voie aérobie. Pour mesurer ce paramètre, on prend comme référence la quantité d'oxygène consommé au bout de cinq jours DBO_5 (mg/l) ; c'est la DBO_5 . Elle se résume à la réaction chimique suivante (Bendida, 2019) :



IV.1.8. Demande chimique en oxygène (DCO)

La demande chimique en oxygène est exprimée en mg d'oxygène par litre. Elle représente la teneur totale de l'eau en matières oxydables. Ce paramètre correspond à la quantité d'oxygène qu'il faut fournir pour oxyder par voie chimique ces matières. La valeur du rapport DCO/DBO indique le coefficient de biodégradabilité d'un effluent, il permet aussi de définir son origine (Suschka et Ferreira, 1986 citée par Bendida, 2019). Généralement la valeur de la DCO est :

- DCO = 1,5 à 2 fois DBO Pour les eaux usées urbaines ;
- DCO = 1 à 10 fois DBO Pour tout l'ensemble des eaux résiduaires ;
- DCO > 2,5 fois DBO Pour les eaux usées industrielles.

IV.1.9. La biodégradabilité

La biodégradabilité traduit l'aptitude d'un effluent à être décomposé ou oxydé par les micro-organismes qui interviennent dans le processus d'épuration biologique des eaux. La biodégradabilité est exprimée par un coefficient K, tel que, $K = \text{DCO} / \text{DBO}_5$:

- Si $K < 1,5$: cela signifie que les matières oxydables sont constituées en grande partie de matières fortement biodégradable ;
- Si $1,5 < K < 2,5$: cela signifie que les matières oxydables sont moyennement biodégradables.
- Si $2,5 < K < 3$: les matières oxydables sont peu biodégradables.
- Si $K > 3$: les matières oxydables sont non biodégradables.

La valeur du coefficient K détermine le choix de la filière de traitement à adopter, si l'effluent est biodégradable on applique un traitement biologique, si non on applique un traitement physico-chimique (Kendouci, 2018 citée par Bendida, 2019).

IV.1.10. Azote

L'azote se présente dans les eaux sous forme d'états :

- Forme réduite : azote organique ou ammoniacal (NH_4^+),
- Forme moléculaire : azote dissous,
- Forme oxydée : azote nitreux (NO_2^-), azote nitrique (NO_3^-).

La présence de grande quantité d'azote ammoniacal indique généralement une contamination récente par des matières organique en décomposition. Sous l'influence de certaines bactéries, l'azote ammoniacal se transforme en azote nitreux, puis en azote nitrique. Une eau pauvre en ammoniacque et riche en nitrate indique donc qu'elle a subi une filtration et une épuration efficace dans le sol, certaines eaux profondes peuvent cependant être riches en ammoniacque sans être pour cela nécessairement des eaux polluées.

L'ammoniacque est favorable au développement de certaines bactéries qui sont à leur tour génératrices de mauvais goûts, une dose importante de nitrate n'est pas désirable pour l'eau potable en particulier pour l'alimentation des nourrissons (Bendida, 2019).

IV.1.11. Phosphore

Le phosphore est présent dans les eaux usées sous forme des sels minéraux et sous forme organique d'origine biologique ; c'est une substance nutritive pour les microorganismes. Il est utilisé pour la synthèse des nouvelles cellules et peut provenir de détergents ménagers et engrais (Bendida, 2019).

IV.2. Microorganismes

Les eaux usées contiennent tous les microorganismes excrétés avec les matières fécales. Cette flore entérique normale est accompagnée d'organismes pathogènes. L'ensemble de ces organismes peut être classé en quatre grands groupes : les bactéries, les virus, les protozoaires et les helminthes (Belaid, 2010 citée par Bendida, 2019).

IV.2.1. Les bactéries

Les bactéries sont les microorganismes les plus communément rencontrés dans les eaux usées (Toze, 1999). Les eaux usées urbaines contiennent environ 10^6 à 10^7 bactéries/100 mL dont la plupart sont proteus et entérobactéries, 10^3 à 10^4 streptocoques et 10^2 à 10^3 clostridiiums. La concentration en bactéries pathogènes est de l'ordre de 10^4 germes/L. Parmi les plus détectées sont retrouvées, les salmonellas, dont celles responsables de la typhoïde, des paratyphoïdes et des troubles intestinaux. Les coliformes thermotolérants sont des germes témoins de

contamination fécale communément utilisés pour contrôler la qualité relative d'une eau (Belaid, 2010 citée par Bendida, 2019).

IV.2.2. Les virus

Les virus sont des parasites intracellulaires obligés qui ne peuvent se multiplier que dans une cellule hôte. On estime leur concentration dans les eaux usées urbaines comprise entre 10^3 et 10^4 particules par litre. Leur isolement et leur dénombrement dans les eaux usées restent difficiles, ce qui conduit vraisemblablement à une sous estimation de leur nombre réel. Les virus entériques sont ceux qui se multiplient dans le trajet intestinal. Parmi les virus entériques humains les plus nombreux il faut citer les entérovirus (exemple : polio), les rotavirus, les retrovirus, les adénovirus et le virus de l'Hépatite A. Il semble que les virus soient plus résistants dans l'environnement que les bactéries. Au cours de processus de traitement des eaux usées, les virus sont plus difficiles à éliminer que les bactéries classiques couramment utilisées comme indicateurs de la qualité bactériologique des eaux (Kendouci, 2018 citée par Bendida, 2019).

IV.2.3. Les protozoaires

Au cours de leur cycle vital, les protozoaires passent par une forme de résistance, les kystes, qui peuvent être véhiculés par les eaux résiduaires. Ces parasites sont très persistants. Ainsi, selon les conditions du milieu, ces organismes peuvent survivre plusieurs semaines voir même plusieurs années. Plusieurs protozoaires pathogènes ont été identifiés dans les eaux usées. Parmi les plus importants du point de vue sanitaire, il faut citer *Entamoeba histolytica*, responsable de la dysenterie amibienne (Bendida, 2019).

L'analyse des risques sanitaires liés aux agents pathogènes susceptibles d'être transportés par les eaux usées est le fondement des recommandations proposées par l'Organisation Mondiale de la Santé en 1989 (OMS, 1989 citée par Bendida, 2019).

IV.3. Eléments traces et métaux lourds

Les sources de métaux pour les milieux aquatiques sont multiples. On différencie principalement les sources d'origine naturelle et anthropique. En effet, les métaux sont présents naturellement dans les sols. Certains en sont des constituants majeurs (Al) ou importants pour la structure des minéraux (Fe, Mn) (Belaid, 2010 citée par Bendida, 2019).

V. Les normes algériennes de rejet d'eaux usées

Les eaux usées collectées, dans les réseaux urbains ou les eaux usées directement émises par les industries, ne doivent être rejetées dans un milieu récepteur naturel (rivière, lac, littoral marin, ou terrain d'épandage) que lorsqu'elles correspondent à des normes fixées par voie réglementaire.

Le Décret exécutif n° 93-160 du 10 Juillet 1993, du Journal Officiel de la République Algérienne réglementant les rejets d'effluents liquides dans son chapitre I, article 2 (Tableau 1.5), définit un rejet comme tout déversement, écoulement, jets, dépôts directs ou indirects d'effluents liquides dans le milieu naturel et fixe, en son annexe, les valeurs limites de ce rejet (Bendida, 2019).

Ces mêmes valeurs viennent d'être renforcées par un nouveau texte réglementaire ; le Décret Exécutif n° 06-141 du 20 Rabie El Aouel 1427 correspondant au 19 Avril 2006, section 1, article 3. Les valeurs limites maximales de rejet d'effluents sont regroupées dans le tableau 1.6 (Bendida, 2019).

Une autre réglementation a été mise en oeuvre, c'est le décret exécutif N° 09-209 du 17 Joumada Ethania 1430 correspondant au 11 juin 2009 fixant les modalités d'octroi de l'autorisation de déversement des eaux usées autres que domestiques dans un réseau public d'assainissement ou dans une station d'épuration (Tableau 1.7).

Tableau 1.5 : Valeurs limites maximales des paramètres de rejet des installations de déversement industrielles.

Paramètres	Unité	Valeurs maximales
Température	°C	30
pH	-	6,5 – 8,5
MES	mg/l	30
DBO ₅	mg/l	40
DCO	mg/l	120
Azote kjeldahl	mg/l	40
Phosphates	mg/l	2
Cyanures	mg/l	0,1
Aluminium	mg/l	5
Cadmium	mg/l	0,2
Chrome 3+	mg/l	3
Chrome 6+	mg/l	0,1
Fer	mg/l	5
Manganèse	mg/l	1
Mercure	mg/l	0,01
Nickel	mg/l	5
Plomb	mg/l	5
Cuivre	mg/l	3
Zinc	mg/l	5
Huiles et graisses	mg/l	20
Hydrocarbures	mg/l	20
Phénols	mg/l	0,5
Solvants organiques	mg/l	20
Chlore actif	mg/l	1
PCB	mg/l	0,01
Détergents	mg/l	2
Tension-actifs anioniques	mg/l	10

Source : Journal officiel de la république algérienne (1993) (Citée par Bendida, 2019)

Tableau 1.6 : Valeurs limites des paramètres de rejet d'effluents liquides industriels.

Paramètres	Unité	Valeurs limites	Tolérances aux valeurs limites anciennes installations
Température	°C	30	30
pH	-	6,5 – 8,5	6,5 – 8,5
MES	mg/l	35	40
Azote kjeldahl	mg/l	30	40
Phosphore total	mg/l	10	15
DCO	mg/l	120	130
DBO ₅	mg/l	35	40
Aluminium	mg/l	3	5
Substances toxiques	mg/l	0,005	0,01
Cyanures	mg/l	0,1	0,15
Fluore et composés	mg/l	15	20
Indice de phénols	mg/l	0,3	0,5
Hydrocarbures totaux	mg/l	10	15
Huiles et graisses	mg/l	20	30
Cadmium	mg/l	0,2	0,25
Cuivre total	mg/l	0,5	0,1
Mercure total	mg/l	0,01	0,05
Plomb totale	mg/l	0,5	0,75
Chrome total	mg/l	0,5	0,75
Etain total	mg/l	2	2,5
Manganèse	mg/l	1	1,5
Nickel total	mg/l	0,5	0,75
Zinc total	mg/l	3	5
Fer	mg/l	3	5
Composés organiques chlorés	mg/l	3	7

Source : Journal officiel de la république algérienne (2006) (Citée par Bendida, 2019).

Tableau 1.7 : Valeurs limites maximales de la teneur en substance nocives des eaux usées autres que domestiques au moment de leur déversement dans un réseau public d'assainissement ou dans une station d'épuration.

Paramètres	Unité	Valeurs maximales
Azote global	mg/l	150
Aluminium	mg/l	5
Cadmium	mg/l	0,1
Chlore	mg/l	3
Cuivre	mg/l	1
DBO ₅	mg/l	500
DCO	mg/l	1000
Fer	mg/l	1
Hydrocarbures totaux	mg/l	10
MES	mg/l	600
Nickel	mg/l	2
Nitrites	mg/l	0,1
Phosphore total	mg/l	50
Plomb	mg/l	0,5
Phénols	mg/l	1
Sulfures	mg/l	1
Sulfates	mg/l	400
Zinc et composés	mg/l	2

*Température : Inférieure ou égale à 30 °C

*pH : Compris entre 5,5 et 8,5.

Source : Journal officiel de la république algérienne (2009) (Citée par Bendida, 2019)

VI. Conclusion

Ce chapitre avait pour objectif de démontrer les caractéristiques générales des eaux à évacuer dans un réseau d'assainissement public. Les eaux usées ont été définies et classées selon leur nature ; nous avons retenu alors les eaux usées industrielles et domestiques. Ces dernières ont été, également, classées selon leur source en montrant leur composition. Par la suite, nous avons montré les caractéristiques physiques, chimiques et biologiques des eaux usées. Il a été nécessaire aussi d'aborder les indicateurs de pollution des eaux usées qui peuvent être quantifiés et appréciés à travers des séries d'analyses physico-chimiques et biologiques (quantification des microorganismes). Ainsi, le rejet direct des eaux usées dans le milieu naturel cause des problèmes sérieux sur la santé de l'homme et sur l'environnement. Pour cela l'état algérien a fixé des normes de rejet d'eaux usées collectées dans les réseaux urbains et les eaux usées directement émises par les industries.

Chapitre II

Systemes et schémas d'assainissements

Chapitre II

Systèmes et schémas d'assainissements

I. Introduction

Le mode d'évacuation des eaux usées domestiques, industrielles et pluviales doit se faire selon une stratégie tenant compte les différents critères socio-économiques qui entrent en jeux. L'évacuation des divers types d'eaux usées se procède alors selon des chemins bien étudiés qui se manifestent sous forme d'un réseau hydraulique dimensionné de tel sorte que ces eaux usées peuvent être débarrassées hors de l'agglomération dans de bonnes conditions d'écoulement et sans faire des nuisances à la population. De ce fait, l'objectif principal de ce chapitre est de montrer les différents types de réseaux d'assainissement ainsi que leurs schémas qui peuvent être rencontrés dans la pratique, et les critères de choix de type de réseau d'évacuation.

II. Systèmes d'assainissements

L'établissement d'un réseau d'assainissement d'une agglomération doit répondre à deux préoccupations, à savoir (Kerloc'h et Maelstaf, 2014) :

- 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 vannes.

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 (Instruction française) (Kerloc'h et Maelstaf, 2014) :

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

II.1. Systèmes fondamentaux

On distingue :

II.1.1. Le système séparatif

Ce système comporte deux systèmes d'assainissement séparés ; un réseau d'égouts sanitaire et réseau d'égouts pluvial.

Le réseau d'égouts sanitaire (Figure 2.1 et 2.2), qui reçoit les eaux usées sanitaires, c'est – à – dire les eaux usées d'origine domestique, les eaux usées en provenance des commerces, certaines eaux usées d'origine industrielle brutes ou partiellement traitées (selon la capacité de traitement de la station d'épuration) et des eaux parasites ; les drains de sous-sol sont raccordés aux branchements sanitaires (Brière, 2012).

Le réseau d'égouts pluvial (Figure 2.1 et 2.2), qui reçoit toutes les eaux de ruissellement, y compris celles en provenance des drains de fondation et, selon les politiques locales, celles qui s'écoulent des drains de toitures (le plus souvent, les toitures horizontales sont drainées vers l'égout pluvial par l'intermédiaire du branchement pluvial ou unitaire, alors que les toitures inclinées sont drainées sur des surfaces perméables) (Brière, 2012).

Un réseau d'égouts sanitaire est habituellement associé à un réseau d'égouts pluvial.

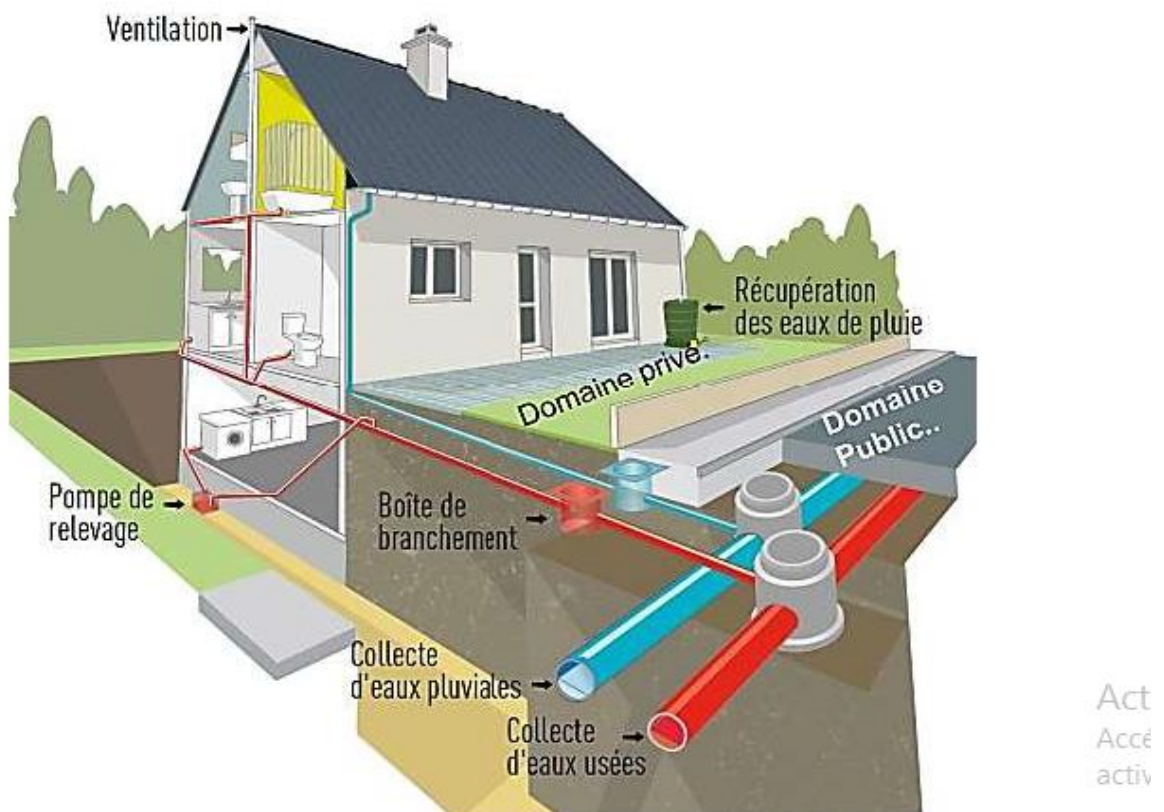


Figure 2.1 : Système séparatif.

II.1.2. Le système unitaire

L'évacuation de l'ensemble des eaux usées et pluviales (Figure 2.2) 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 (Kerloc'h et Maelstaf, 2014).

II.1.3. 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 (Kerloc'h et Maelstaf, 2014).

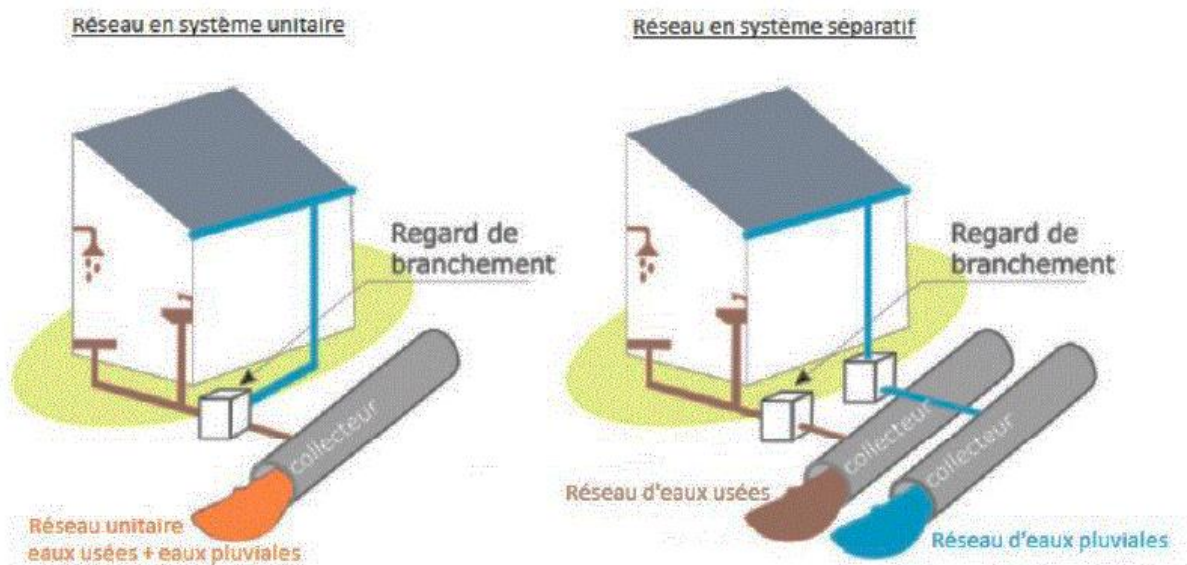


Figure 2.2 : Systèmes unitaire et séparatif (Communauté de communes du Val de l'Aisne citée par Mokadem, 2020)

II.2. Système pseudo-séparatif

On recourt à l'expression **réseau d'égouts pseudo-séparatif** (Figure 2.3) pour nommer un réseau d'égouts sanitaire qui reçoit, en plus des eaux usées d'origine domestique et de l'infiltration, les eaux de drainage en provenance des drains de fondation, des toits plats, des entrées de garage situées au niveau du sous-sol et des drains des sous-sols (Brière, 2012).

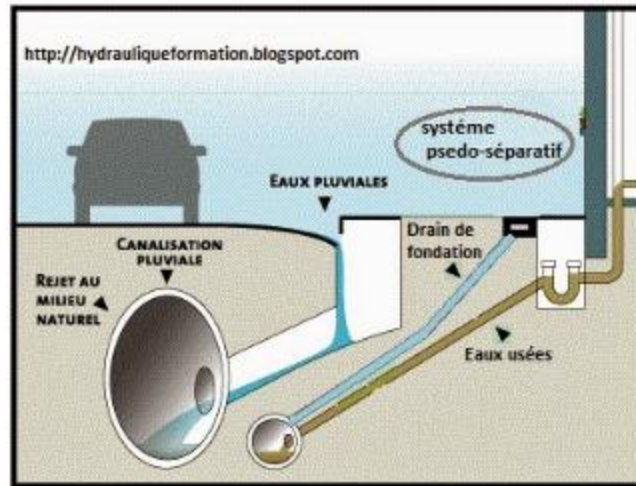


Figure 2.3 : Système pseudo-séparatif.

II.3. Système 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 (Kerloc'h et Maelstaf, 2014).

II.4. Systèmes spéciaux

Un système d'assainissement spécial est généralement un système qui se diffère du système classique par un écoulement en charge des eaux usées, ils en existent deux (Mokadem, 2020) :

1. Système sous pression sur la totalité du parcours : Le réseau fonctionne en charge de façon permanente sur la totalité du parcours (Figure 2.4).
2. Système sous dépression : Le transport de l'effluent s'effectue par mise des canalisations en dépression (Figure 2.5).

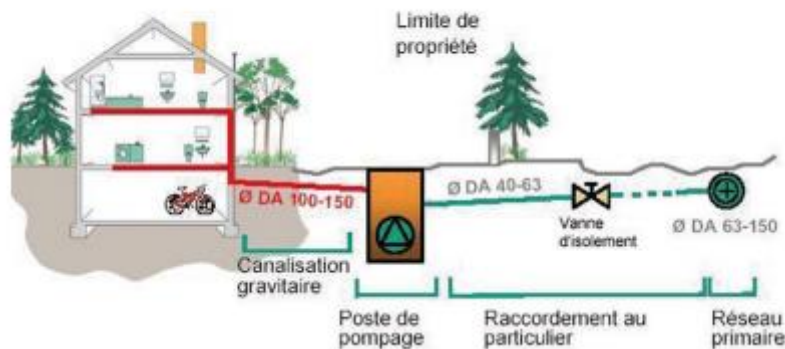


Figure 2.4 : Système sous pression (Corinne).

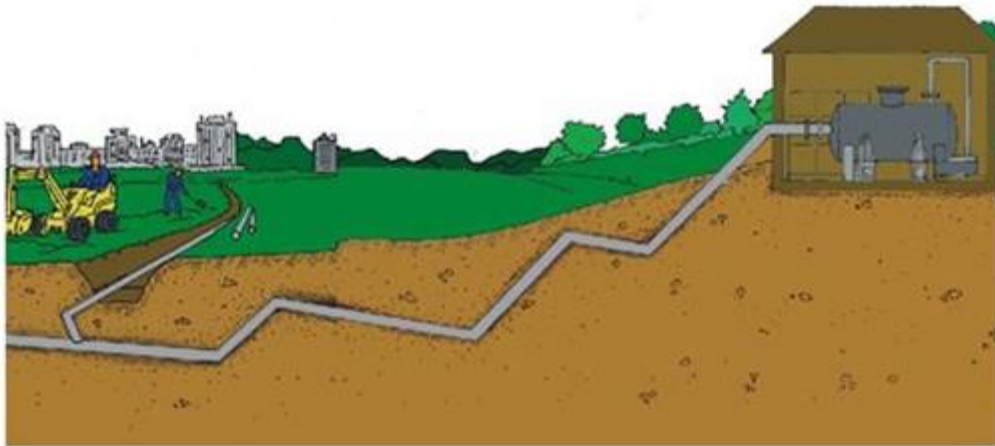


Figure 2.5 : Système sous pression.

II.5. Les critères de choix d'un système d'assainissement

Aucun critère ne permet, à lui seul, de choisir un système d'assainissement ; différents critères d'ordre environnemental, économique, technique et financier doivent être examinés.

Un ensemble équilibré de critères combinant quatre dimensions fondamentales doit être pris en compte (Mokadem, 2020) :

II.5.1. Le respect des contraintes physiques et environnementales

Le choix d'une solution technique d'assainissement doit d'abord, bien entendu, intégrer au mieux les contraintes physiques et respecter l'environnement : qualité des sols, réseau hydrographique, nappe phréatique, altitude, topographie, pluviométrie, température, vent...

II.5.2. L'adaptation aux besoins de l'économie et du cadre de vie

Les activités humaines, génératrices de pollution, peuvent être permanentes ou saisonnières, domestiques ou industrielles, concentrées en une zone agglomérée ou éclatées en plusieurs secteurs géographiques.

L'examen de ce critère doit être réalisé en prenant en compte tant la situation actuelle que son évolution prévisible.

II.5.3. La cohérence par rapport aux règles de l'art et aux ressources humaines disponibles

La cohérence des solutions proposées au regard de la réglementation technique et des pratiques habituellement admises ("règles de l'art").

La solution cohérente retenue sur la base de cette appréciation doit permettre le meilleur fonctionnement possible des installations.

Toutefois, cette cohérence ne saurait s'apprécier indépendamment de l'environnement humain dans lequel les installations auront à fonctionner.

II.5.4. L'optimisation des coûts

Le critère financier doit bien entendu être pris en compte.

Il permet d'analyser l'impact des différentes solutions en termes de coût d'investissement mais aussi de fonctionnement.

II.6. Facteurs influents sur la conception d'un projet d'assainissement

Les facteurs influents sur la conception d'un projet d'assainissement sont (Mokadem, 2020) :

II.6.1. Données naturelles

- pluviométrie
- Topographie
- Hydrographie
- Géologie

II.6.2. Caractéristiques de l'agglomération

- Importance et nature
- Mode d'occupation du sol
- Réseau existant
- Développement futur de l'agglomération

II.6.3. Contraintes liées à l'assainissement

- Conditions de transports des eaux usées
- Facilités d'exploitation
- Réduction des nuisances

III. Différents schémas du réseau d'assainissement

Le mode d'écoulement en assainissement est généralement gravitaire, donc dépendant du relief et de la topographie du terrain naturel. Pour assurer cet écoulement gravitaire il existe plusieurs schémas d'évacuation

En outre, les réseaux d'évacuation revêtent des dispositions très diverses selon le système choisi, leur schéma se rapproche le plus souvent de l'un des cinq types décrits ci-dessous (Mokadem, 2020).

III.1. Schéma perpendiculaire

L'écoulement se fait directement dans le cours d'eau. Ce type de schéma ne permet pas la concentration des eaux vers un point unique d'épuration et rend celle-ci difficile. Il n'est guère utilisable que pour les réseaux d'eaux pluviales dans le système séparatif, avec un rejet dans un cours d'eau. Il permet par contre un tracé très économique, ne nécessitent pas de grosses sections (Figure 2.6).

En plus, ce schéma 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 (Kerloc'h et Maelstaf, 2014).

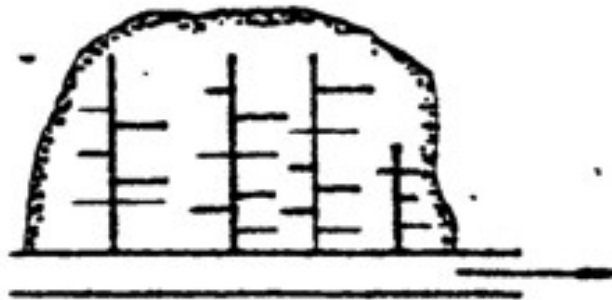


Figure 2.6 : Schéma perpendiculaire
(Kerloc'h et Maelstaf, 2014).

III.2. Schéma par déplacement latéral

C'est le schéma le plus simple de ceux permettant de transporter l'effluent à l'aval de l'agglomération en vue de son traitement (Figure 2.7). Les eaux sont recueillies dans un collecteur parallèle au cours d'eau (Bendida, 2019).

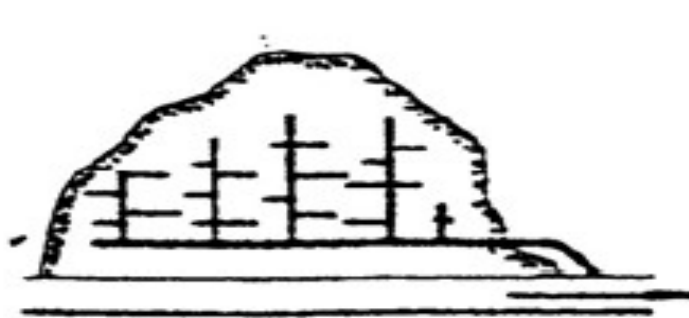


Figure 2.7 : Schéma par déplacement latéral
(Kerloc'h et Maelstaf, 2014).

III.3. Schéma de collecteur par zones étagées

C'est une transposition de schéma à déplacement latéral, mais avec une multiplication des collecteurs longitudinaux pour ne pas charger certains collecteurs (Figure 2.8).

Le collecteur bas (Figure 2.8) qui doit souvent faire l'objet de relèvement, se trouve soulagé des apports des bassins dominants qui peuvent être évacués gravitairement (Kerloc'h et Maelstaf, 2014).

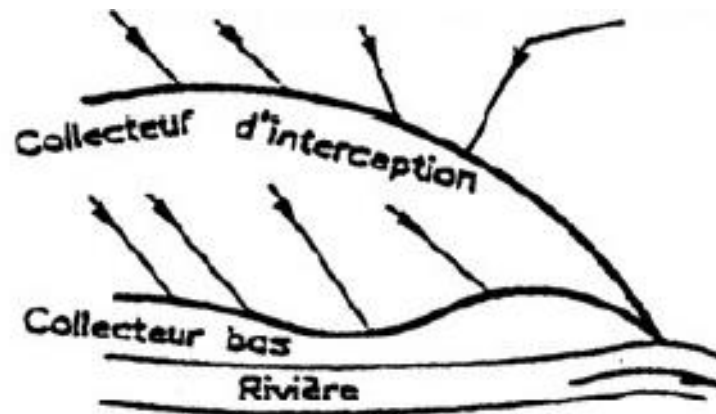


Figure 2.8 : Schéma par zones étagées
(Kerloc'h et Maelstaf, 2014).

III.4. Schéma radial

C'est un schéma adopté pour les terrains plats, où les eaux sont collectées en un point bas, pour ensuite être relevées vers (Figures 2.9 et 2.10) :

- Un cours d'eau récepteur,
- une station d'épuration,
- un collecteur fonctionnant à surface libre.

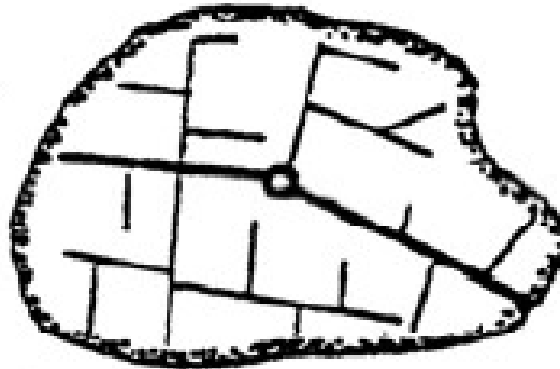


Figure 2.9 : Schéma radial
(Kerloc'h et Maelstaf, 2014).

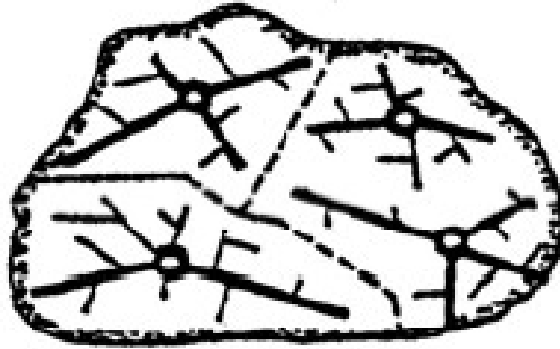


Figure 2.10 : Schéma radial par zones
(Kerloc'h et Maelstaf, 2014).

III.5. Schéma à collecte transversale oblique

Ce schéma comporte des ramifications de collecteurs qui permettent de rapporter l'effluent à l'aval de l'agglomération. Ce type est adopté lorsque la pente des terrains est faible (Figure 2.11).

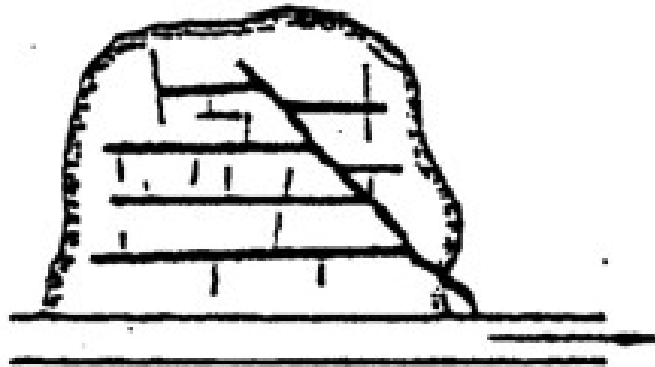


Figure 2.11 : Schéma à collecteurs obliques
(Kerloc'h et Maelstaf, 2014).

IV. Types de conduites d'égout

Quel que soit le réseau d'égouts, on reconnaît quatre types de conduites d'égout (Brière, 2012) : la conduite d'égout local, le collecteur, l'intercepteur et l'émissaire (Figure 2.12).

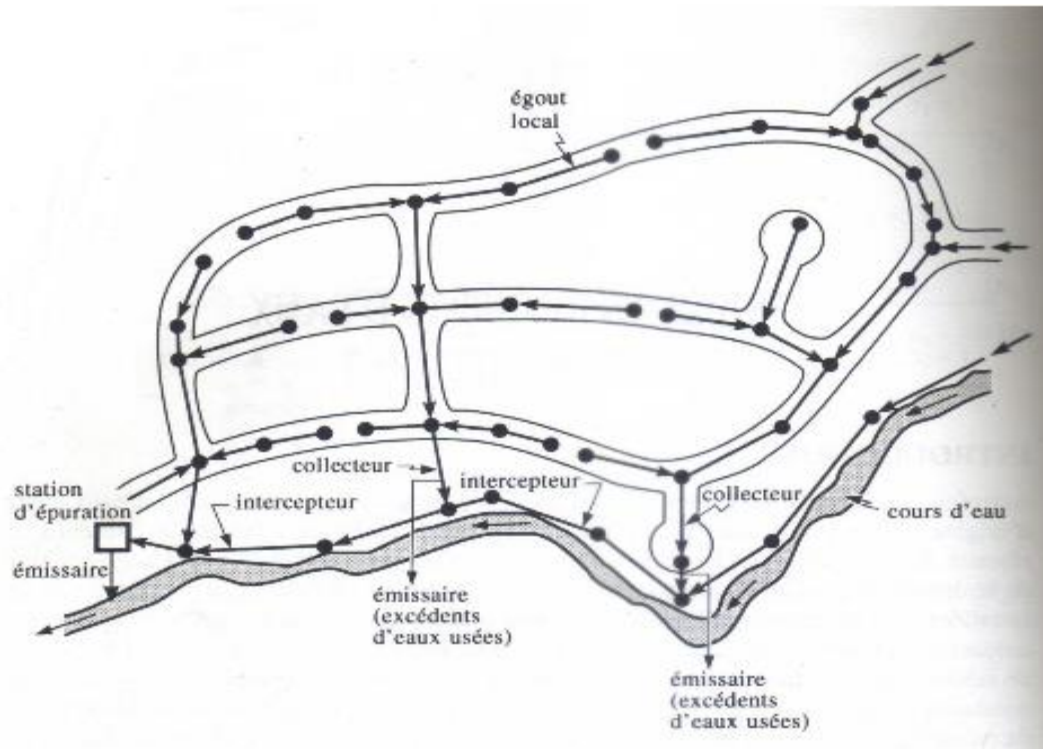


Figure 2.12 : Ossature d'un réseau d'égouts
(Brière, 2012).

Comme son nom l'indique, une conduite **d'égout local** est destinée à transporter les eaux usées en provenance d'un seul ou d'au plus quelques tronçons de rue ; les eaux usées des secteurs situés en amont de cette conduite ne doivent pas s'y déverser.

Le collecteur, quant à lui, transporte les eaux usées apportées par plusieurs conduites d'égout local ou par plusieurs collecteurs ; le collecteur constitue l'axe d'évacuation principal d'un bassin versant.

L'intercepteur reçoit la totalité ou une partie des eaux acheminées par les collecteurs et transporte ces eaux vers la station d'épuration. En principe, il doit être enfoui assez profondément pour capter par gravité les eaux qu'on lui destine.

L'émissaire, enfin, évacue les eaux usées vers le milieu récepteur.

V. Principe du tracé du réseau

Les conduites assurant l'évacuation rapide des effluents urbains se situent naturellement sous les voies publiques. Elles suivent l'ensemble des rues qu'elles desservent. Pour tracer le réseau il faut prendre en considération plusieurs paramètres à savoir :

- La topographie du terrain,
- l'implantation des canalisations dans le domaine public,
- la répartition géographique des habitants à desservir,

- les conditions de rejet,
- l'emplacement des cours d'eau et talwegs,
- l'emplacement de l'exutoire ou de la station d'épuration.

On peut ajouter, pour le tracé des collecteurs, les principes suivants :

- Choisir le tracé le plus court possible,
- choisir le cheminement des voiries existantes, tout en évitant les virages,
- éviter les contres pentes,
- prévoir les collecteurs dans l'axe de la chaussée,
- le tracé doit être bien adapté au besoin.

Exemple : Voir figure 2.13.

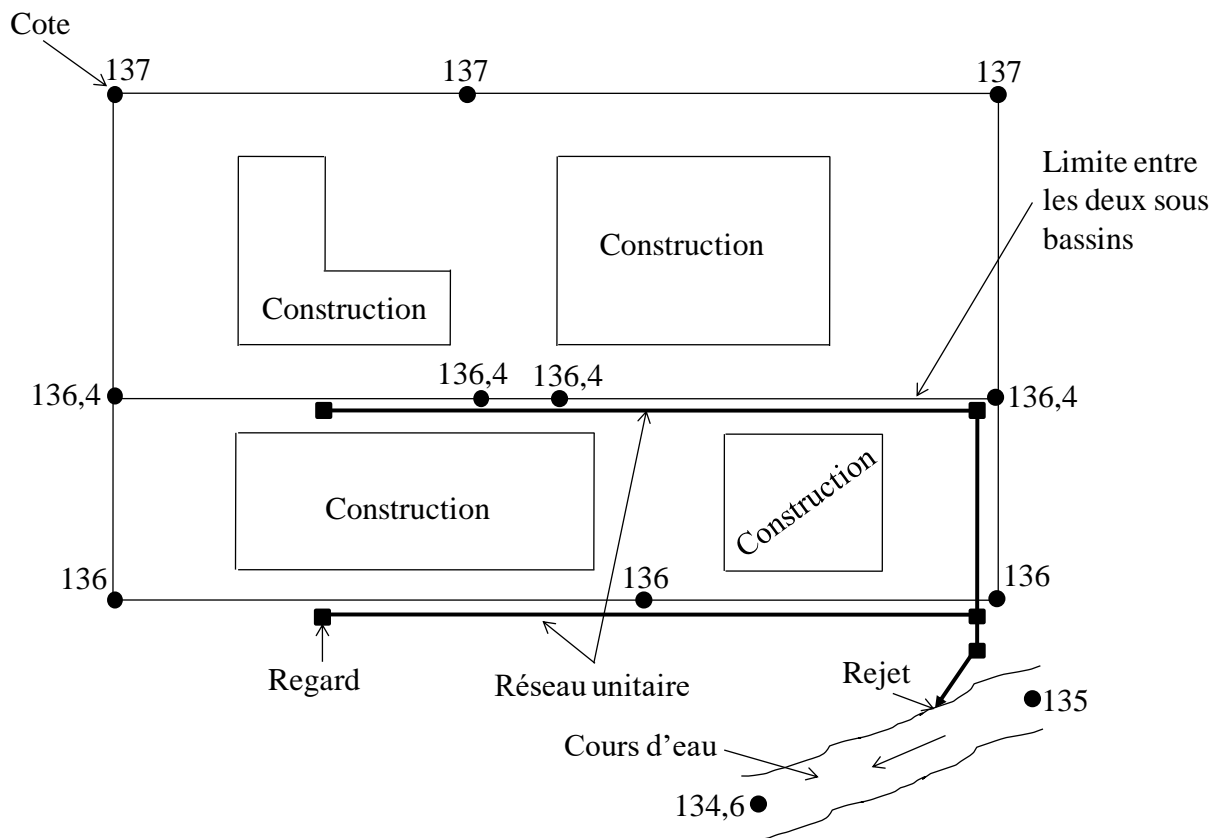


Figure 2.13 : Tracé d'un petit réseau d'assainissement.

VI. Découpage d'un bassin versant urbain

Le bassin versant urbain doit être découpé en plusieurs sous-bassins versants. Le tracé du réseau d'assainissement et le découpage du bassin versant urbain peuvent être effectués en parallèle. En effet, pour chaque sous bassin délimité on choisit l'emplacement du collecteur. Ce principe se

fait de l'amont vers l'aval jusqu'à l'exutoire. Les collecteurs sont, enfin, raccordés entre eux pour constituer le réseau entier.

Le découpage du bassin versant urbain peut être fait en tenant compte des paramètres suivants :

- Les courbes de niveau ou les cotes du terrain,
- les routes et voiries existantes,
- les pentes et les contre-pentes,
- les limites naturelles : oueds, talwegs, collines, etc,
- la nature d'occupation du sol pour avoir des coefficients de ruissellement aussi proches que possible,
- la densité des habitations.

VII. Distance entre deux regards et emplacement

Après le traçage du réseau et le découpage des sous-bassins on doit implanter les regards.

Un regard d'égout doit être construit de telle sorte qu'il réduise au maximum les pertes de charge singulières qu'il engendre dans le réseau.

La distance maximale qui sépare deux regards d'égout varie en fonction des diamètres des conduites qu'ils relient ; elle atteint 100 m pour les conduites de 200 à 1220 mm de diamètre intérieur et 150 m pour celles de plus de 1220 mm de diamètre intérieur.

En outre, on peut noter les règles suivantes :

- Dans le cas des terrains à pente régulière, l'espacement entre deux regards varie de 50 à 80 m.
- Dans le cas des grands ouvrages visitables, la distance entre deux regards varie de 200 à 300 m.

En effet, l'emplacement et la distance entre deux regards varient avec la topographie du site et la nature des ouvrages.

On implante obligatoirement un regard d'égout :

- à tous les points de jonction,
- à chaque changement de direction,
- à chaque changement de pente,
- aux points de chute,
- à chaque changement de diamètre,
- au début du réseau.

Exemple : Déterminer le nombre de regards à implanter dans le réseau d'égout représenté dans la figure 2.14. Faire la numérotation des regards et calculer le nombre de tronçons (Un tronçon est une conduite comprise entre deux regards).

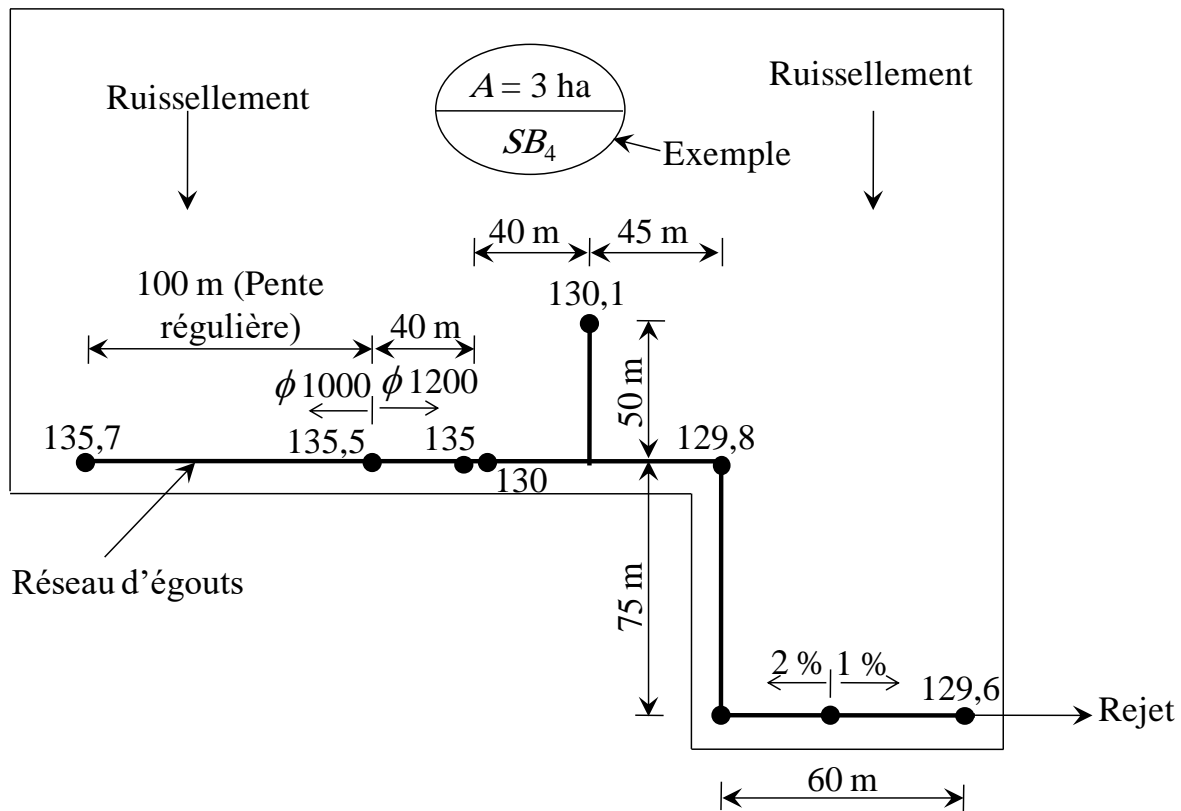


Figure 2.14 : Exemple sur le principe d'implantation des regards.

VIII. Conception des réseaux

Afin de réaliser le projet d'assainissement d'une opération, le maître d'œuvre doit nécessairement connaître (Kerloc'h et Maelstaf, 2014) :

- 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).

Il est à noter que les institutions ou organismes cités ci-dessus sont énumérés à titre indicatif car ils se trouvent dans un pays étranger.

VIII.1. Enquêtes préalables

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

1. 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.

2. 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.

3. 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 (L'institution indiquée ci-avant est relative à un pays étranger, elle est citée ici à titre indicatif).

Il importera également de connaître la vulnérabilité des nappes souterraines.

VIII.2. Etudes préalables

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).

IX. Conclusion

Les différents systèmes et schémas d'assainissement ont été présentés à travers ce se chapitre. Le choix du type de système et du schéma d'assainissement doit se faire en tenant compte des différents critères à savoir : caractéristiques sociales de la population, critère économiques, données climatologiques de la région, relief, réseau existant, milieu récepteur (Cour d'eau, lac, mer,), charge polluante

Chapitre III

Evaluation des débits à collecter

Chapitre III

Evaluation des débits à collecter

I. Introduction

L'assainissement des agglomérations est une technique qui consiste à évacuer par voie hydraulique au plus bas prix, le plus rapidement possible et sans stagnation des eaux usées de différentes origines, provenant d'une agglomération humaine ou généralement d'un centre d'activité, de telle façon que les produits évacués ne puissent souiller l'environnement (Bendida, 2019).

Le dimensionnement d'un réseau d'assainissement nécessite la connaissance de trois paramètres principaux. Ces paramètres sont : le débit des eaux à évacuer Q , la pente géométriques des conduites I et la rugosité absolue de la paroi intérieure de la conduite ε . Ce chapitre s'intéresse à répondre à la première catégorie qui l'évaluation des débits des eaux à évacuer.

II. Evaluation des débits à évacuer

Le débit à évacuer dans le réseau d'assainissement est divisé en deux catégories :

- Débit des eaux usées (domestiques et industrielles),
- débit des eaux pluviales.

Avant d'entamer l'évaluation de ces débits, il faut effectuer le calcul de base suivant.

II.1. Calcul de base

II.1.1. Estimation du nombre d'habitant n à l'horizon étudié

Les ouvrages de génie civil comme ceux de l'hydraulique qu'on envisage d'utiliser dans le domaine de la collecte des eaux en milieu urbain doivent pouvoir répondre aux besoins de la population pour une certaine période appelée durée d'utilisation ou durée de vie de l'ouvrage en question (Bendida, 2019).

L'ingénieur concepteur doit donc prévoir dès le stade de la conception quelle sera la population à desservir durant la vie de la structure projetée. Selon les besoins des prévisions, il existe trois types d'estimations des populations : l'estimation à court terme, de 05 à 10 ans, l'estimation à moyen terme, de 10 à 50 ans et l'estimation à long terme, de 20 à 50 ans (Bendida, 2019). II

importe de signaler que ces dernières indications ont été prises du polycopié du cours de Bendida (2019) où on remarque qu'il semble qu'il y a un problème au niveau des l'estimation à moyen (10 à 50 ans) et à long terme (20 à 50 ans) où les intervalles se chevauchent. Pour cela, on recommande d'utiliser ces valeurs avec prudence.

La formule suivante peut être employée pour estimer le nombre d'habitant à l'horizon étudié :

$$n = n_{act} (1 + T)^N \quad (3.1)$$

Avec :

n : nombre d'habitants à l'horizon étudié.

n_{act} : nombre d'habitants actuel.

T : taux d'accroissement annuel.

N : la différence d'années entre la référence et l'horizon étudié en (ans).

Exemple 1 :

Soit une agglomération ayant en 2018 un nombre de population égal à 75000 habitants.

Si le taux de croissance de la population est de 2,7%, estimer le nombre d'habitants à l'horizon 2028 et à l'horizon 2043.

Solution :

1. Estimation de la population à l'horizon 2028 :

$$N = 2028 - 2018 = 10 \text{ ans.}$$

$$\text{Alors : } n_{2028} = n_{2018}(1+T)^N$$

$$n_{2028} = 75000(1+2,7/100)^{10}$$

$$n_{2028} = 97896,17$$

Soit : $n_{2028} = 97897$ habitants.

2. Estimation de la population à l'horizon 2043 :

$$N = 2043 - 2018 = 25 \text{ ans.}$$

$$\text{Alors : } n_{2043} = n_{2018}(1+T)^N$$

$$n_{2043} = 75000(1+2,7/100)^{25}$$

$$n_{2043} = 145989,75$$

Soit : $n_{2043} = 145990$ habitants.

Exemple 2 :

Le taux de croissance annuel d'une population de 25000 habitants est de 5 %. Au bout de combien d'années la population atteindra-t-elle 50000 habitants ?

Solution :

$$n = n_{act}(1+T)^N$$

$$\text{Alors : } \log n = \log n_{act} (1+T)^N$$

Ou bien :

$$\log n = \log n_{act} + \log (1+T)^N$$

Soit :

$$\log n = \log n_{act} + N \log (1+T)$$

Ou bien :

$$N = (\log n - \log n_{act}) / \log (1+T)$$

AN :

$$N = (\log 50000 - \log 25000) / \log (1+5/100)$$

Soit :

$$N = 14,21 \text{ ans.}$$

II.1.2. Coefficient de ruissellement

C_{ri} : coefficient de ruissellement du sous bassin numéro i .

Le coefficient de ruissellement d'une surface donnée est le rapport du volume d'eau, qui ruisselle sur cette surface, au volume d'eau tombé sur elle. Ce coefficient est donné par la relation suivante :

$$C_{ri} = \frac{\text{Volume d'eaude pluie ruisselé}}{\text{Volume d'eaumonté}} \quad (3.2)$$

Le coefficient de ruissellement dépend de plusieurs paramètres :

- nature du sol,
- le mode d'occupation du sol,
- l'inclinaison du terrain,
- la densité de la population.

Les aires drainées (sous-bassins) sont décomposées en aires partielles (toitures, chaussées, etc.) auxquelles les coefficients élémentaires suivants sont appliqués :

Tableau 3.1 : Valeurs du coefficient de ruissellement en fonction des zones d'influences.

Zone d'influence	C_r
Surfaces totalement imperméabilisées (toitures, chaussées, trottoirs modernes)	0,90
Pavage à larges joints	0,60
Voies en macadam non goudronné	0,35
Allées en gravier	0,20
Surfaces boisées	0,05

Une autre méthode s'avère être pratique pour la détermination de ce coefficient : Pour chaque sous-bassin, on divise l'aire drainée en trois (03) parties : toits, routes et reste. On affecte à chaque partie le coefficient de ruissellement suivant : $C_r = 0,9$ pour les toits, $C_r = 0,8$ pour les routes et $C_r = 0,2$ pour le reste. Puis on détermine le coefficient de ruissellement C_{ri} , propre au sous-bassin i considéré, par la relation suivante :

$$C_{ri} = \frac{A_{toits} \times 0,9 + A_{routes} \times 0,8 + A_{reste} \times 0,2}{A_i} \quad (3.3)$$

Avec :

A_{toits} : superficie (aire) des toits du sous-bassin.

A_{routes} : superficie des routes du sous-bassin.

A_{reste} : superficie du reste du sous-bassin.

A_i : superficie totale du sous-bassin considéré.

II.1.3. Coefficient de ruissellement pondéré

Le coefficient de ruissellement pondéré peut être déterminé en utilisant la relation suivante :

$$C_{rp} = \frac{\sum(A_i \times C_{ri})}{A_t} \quad (3.4)$$

Avec :

C_{rp} : coefficient de ruissellement pondéré.

A_i : superficie totale du sous-bassin i en (ha).

A_t : superficie totale de la zone étudiée sans tenir compte des zones boisées : $A_t = \sum_{i=1}^n(A_i)$, en (ha).

C_{ri} : coefficient de ruissellement du sous-bassin i .

On peut organiser les calculs des coefficients de ruissellement comme suit (Tableau 3.2) :

Tableau 3.2 : Calcul des coefficients de ruissellement.

Sous-bassin	Aires drainées (ha)			Superficie partielle (ha)	$A_{\text{toits}} \times 0,9$	$A_{\text{routes}} \times 0,8$	$A_{\text{reste}} \times 0,2$	C_{ri}	C_{rp}
	Toits	Routes	Reste						
Exemple :									
1	3	0,2	5,6	8,8	2,7	0,16	1,12	0,45	0,53
2	3,9	0,25	2,25	6,4	3,51	0,2	0,45	0,65	

II.1.4. Densité partielle d'habitants pour le sous-bassin

La densité partielle pour le sous-bassin i peut être déterminée par la formule suivante :

$$D_i = \frac{C_{ri} \times n}{C_{rp} \times A_t} \quad (3.5)$$

Avec :

D_i : densité partielle d'habitants du sous-bassin i en (hab/ha).

C_{ri} : coefficient de ruissellement du sous-bassin i .

n : nombre d'habitants total à l'horizon étudié en (hab).

C_{rp} : coefficient de ruissellement total pondéré.

A_t : superficie totale de la zone étudiée sans tenir compte des zones boisées en (ha).

II.1.5. Nombre d'habitants de chaque sous-bassin

$$n_i = A_i \times D_i \quad (3.6)$$

Avec :

n_i : nombre d'habitants du sous-bassin i .

A_i : superficie du sous-bassin i en (ha).

D_i : densité partielle d'habitants du sous-bassin en (hab/ha).

II.1.6. Estimation de l'intensité moyenne des précipitations

Avant tout projet d'assainissement urbain, l'étude hydrologique doit être prise en considération, pour l'estimation de l'intensité.

L'intensité moyenne se définit par le rapport de la hauteur d'eau tombée pendant une durée Δt :

$$I_m = \frac{\Delta h}{\Delta t} \quad (3.7)$$

Avec :

I_m : intensité moyenne en (mm/h).

Δh : hauteur de pluie tombée pendant la durée Δt .

II.1.6.1. Etude des précipitations maximales journalières

Les précipitations maximales journalières sont étudiées afin d'en estimer les pluies de courtes durées pour une probabilité P %. L'étude consiste à faire un ajustement pour une série de données des précipitations journalières maximales annuelles par une loi théorique afin d'estimer une intensité de pluie de durée et de période de retour données.

II.1.6.2. Ajustement à la loi de *Gumbel*

La série des précipitations journalières maximales peut être distribuée suivant une loi de limite extrême dont la loi de *Gumbel* en fait partie. La fonction de répartition de la loi de *Gumbel* est :

$$F(x) = f(y) = e^{-e^{-y}} \quad (3.8)$$

Avec :

$$y = \alpha(x - x_0) \quad (3.9)$$

Où :

y : variable réduite de *Gumbel*.

x : précipitation journalière maximale.

x_0 : paramètre de position.

Les caractéristiques empiriques de la série sont :

- La moyenne interannuelle des précipitations journalières maximales :

$$\bar{x} = \frac{\sum_{i=1}^n (x_i)}{n} \quad (3.10)$$

n : nombre d'années d'observation.

- L'écart type :

$$S = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2}{n - 1}} \quad \text{pour : } n \leq 30 \quad (3.11)$$

$$S = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2}{n}} \quad \text{pour : } n > 30 \quad (3.12)$$

- Le coefficient de variation :

$$C_v = \frac{S}{\bar{x}} \quad (3.13)$$

II.1.6.3. Estimation de la pluie journalière maximale décennale $P_{maxj10\%}$

La méthode consiste à :

- Classer les valeurs de la série des précipitations par ordre croissant.
- Calculer la fréquence expérimentale ou non dépassement :

$$F(x_i) = \frac{N_i - 0,5}{n} \quad (3.14)$$

N_i : numéro d'ordre i .

n : taille de l'échantillon.

- Calculer les caractéristiques empiriques de l'échantillon.
- Calculer la variable réduite de *Gumbel*.

$$y_i = -\ln(-\ln(F(x_i))) \quad (3.15)$$

- Calculer les paramètres d'ajustement de la droite de *Gumbel* α et x_0 .

L'équation de la droite de *Gumbel* est donnée par la relation suivante :

$$x = \frac{1}{\alpha}y + x_0 \quad (3.16)$$

Où :

$1/\alpha$: pente de la droite de régression.

x_0 : l'ordonnée à l'origine.

$1/\alpha$ et x_0 sont données respectivement par les relations suivantes :

$$\frac{1}{\alpha} = \frac{\sqrt{6}}{\pi} S = 0,780S \quad (3.17)$$

$$x_0 = \bar{x} - \frac{0,577}{\alpha} \quad (3.18)$$

- Estimer la valeur de la pluie journalière maximale $P_{maxj10\%}$ par les relations (3.15) et (3.16).

On peut estimer $P_{maxj10\%}$ par le logiciel *Hydrolab* ou autres.

En outre, on peut ajuster la série des pluies journalières maximales à la loi de *Galton* pour estimer $P_{maxj10\%}$.

II.1.6.4. Estimation de l'intensité de pluie de courte durée et de période de retour de 10 ans

D'après la formule de *Montanari*, l'intensité de pluie de durée t et de période de retour P % peut être estimée par la relation suivante :

$$I_t(P\%) = I_{24}(P\%) \left(\frac{t}{24}\right)^{b-1} = \frac{P_{24}(P\%)}{24} \left(\frac{t}{24}\right)^{b-1} \quad (3.19)$$

$I_t(P\%)$: intensité moyenne de précipitation pour une averse de durée t et de fréquence P % donnée.

$I_{24}(P\%)$: intensité moyenne de précipitation pour une journée de fréquence P % donnée.

t : durée de l'averse en heure, $t = 0,25$ h = 15 minutes pour une période de retour de 10 ans.

b : exposant climatique de la région.

$P_{24}(P\%) = P_{maxjP\%}$: pluie journalière maximale de fréquence P %.

La formule de *Montanari*, donne $I_t(P\%)$ en (mm/h). Elle peut être exprimée en (l/s/ha) comme suit :

$$1 \text{ mm/h} = \frac{10000}{3600} \text{ l/s/ha}$$

II.1.7. Estimation de l'intensité de pluie à partir du modèle de *Montana*

II.1.7.1. Expression de l'intensité

Ajustement à partir du modèle empirique de *Montana* :

$$i = \frac{a}{t^b} \quad (3.20)$$

Le tableau 3.3 donne les valeurs des paramètres a et b pour quelques périodes de retour T selon les données de la station de *Pont Bouchet*.

Tableau 3.3 : Valeurs de a et b (Station de *Pont Bouchet*).

T (ans)	a	b
2	326	0,71
5	436	0,70
10	509	0,69
20	580	0,69
50	670	0,69

Les valeurs indiquées dans le tableau 3.3, permettent d'estimer l'intensité i par la relation (3.20) en (mm/h) avec une durée t exprimée en (minutes).

II.1.7.2. Temps de concentration

La durée t indiquée dans la relation (3.20) est généralement prise égale au temps de concentration.

Le temps de concentration est le temps relatif à un bassin versant. C'est le temps qui peut mettre l'eau ruisselée sur ce bassin versant pour atteindre la décharge (exutoire). Il est donné par la formule suivante :

$$t = t_1 + t_2 = t_e + t_f \quad (3.21)$$

Avec :

$t_1 = t_e$: temps d'entrée dans la conduite en (minutes).

$t_2 = t_f$: temps d'écoulement dans la conduite en (minutes).

On peut déterminer le temps d'entrée $t_1 = t_e$ par la formule de *Kirpich* :

$$t_1 = K_2 \times L_1^{0,77} \times I_1^{-0,385} \quad (3.22)$$

On applique cette dernière relation à l'extrémité amont seulement.

Avec :

t_1 : temps d'entrée en (minutes) ;

L_1 : longueur du plus long parcours hydraulique en (m) ;

I_1 : pente du terrain sur le parcours L_1 en (m/m) ;

K_2 : facteur d'homogénéité se rapportant aux unités ($K_2 = 0,0195$).

Le temps $t_2 = t_f$ est donné par la formule suivante :

$$t_2 = \frac{L}{60 \times V} \quad (3.23)$$

Avec :

V : vitesse moyenne de l'écoulement dans la conduite en (m/s) ;

L : longueur de la conduite en (m).

II.1.7.3. Estimation de l'intensité

Après avoir déterminé le temps de concentration t , on procède à l'estimation de l'intensité de pluie i par application de la relation (3.20).

Remarque : Pour le calcul détaillé, voir TD.

II.2. Evaluation des débits des eaux usées domestiques

Les débits des eaux usées à considérer dans l'étude des réseaux d'assainissement correspondent essentiellement (Bendida, 2019) :

- aux pointes d'avenir qui conditionnent la détermination des sections des canalisations et ouvrages en système séparatif et dans une certaine mesure celles des émissaires en système unitaire dans le cas où le débit d'eau usée est appréciable par rapport au débit des eaux pluviales ;
- aux débits minimaux actuels qui permettent d'apprécier les conditions de fonctionnement des réseaux et ouvrages, L'objectif est d'assurer des conditions minimales d'écoulement permettant de prévenir les réseaux contre les dépôts qui peuvent se produire dans le cas où le débit est faible.

L'évaluation des quantités des eaux usées à évacuer dans un réseau d'assainissement doit donc se baser sur l'étude de l'état actuel de l'agglomération qui sert de référence pour les projections prospectives nécessaires à l'élaboration du projet pour l'horizon défini. C'est ainsi qu'on doit procéder à la collecte d'informations concernant :

- la population antérieure et actuelle ;
- l'importance et le mode d'occupation des sols à différentes périodes ;
- l'état actuel et passé de la consommation des eaux pour les différents usages : domestique, collectif et industriel, touristique, etc. ;
- la modulation saisonnière journalière et horaire de la consommation.

Ces informations doivent permettre de préciser les tendances d'évolution de l'agglomération, de la population, de la consommation, des activités...qui séviront comme base à une projection future.

II.2.1. Débit des eaux usées provenant des habitations

En général, les débits des eaux usées provenant des habitations sont évalués sur la base des consommations d'eau potable.

On considère que 70 à 80 % de ce volume aboutit dans le réseau qui représente le débit moyen de rejet journalier.

II.2.1.1. Evaluation du débit moyen journalier

Le débit moyen journalier rejeté par les habitations est évalué par la relation suivante :

$$Q_{moyji} = \frac{d \times C_{rej} \times n_i \times \alpha}{86400} \quad (3.24)$$

Avec :

Q_{moyji} : débit moyen rejeté quotidiennement pour le sous-bassin i en (l/s).
 hab

C_{rej} : coefficient de rejet égal à 70 à 80 % de la quantité d'eau potable consommée.

d : dotation journalière en (l/j/hab), 150 l/j/hab par exemple.

n_i : nombre d'habitants à l'horizon étudié (Futur) pour le sous-bassin i en (hab).

α : coefficient de majoration tenant compte de l'état du réseau, il prend les valeurs suivantes :

- réseau bien entretenu : $\alpha = 1,2$;
- réseau moyennement entretenu : $\alpha = 1,25$ à $1,3$;
- réseau mal entretenu : $\alpha = 1,50$.

Le calcul peut être regroupé dans le tableau 3.4.

Tableau 3.4 : Evaluation des débits moyens journaliers rejetés (domestiques).

SB	Nombre d'habitants n_i (hab)	Dotation d (l/j/hab)	C_{rej} (%)	Q_{moyji} (l/s) hab
1				
2				
·				
·				
·				
·				
etc.				

II.2.1.2. Evaluation du débit de pointe

Le débit de pointe peut être déterminé par application de la formule suivante :

$$Q_{pi} = K_{pi} \times Q_{moyji} \quad (3.25)$$

hab

Où :

K_{pi} : coefficient de pointe du sous-bassin i . Ce coefficient de pointe peut être :

- Relié à la position de la conduite dans le réseau :

$K_{pi} = 3$ en tête du réseau ;

$K_{pi} = 2$ à proximité de l'exutoire.

- Calculé à partir du débit moyen journalier :

$$K_{pi} = 1,5 + \frac{2,5}{\sqrt{Q_{moyji}}} \leq 4 \quad (3.26)$$

hab

Q_{moyji} en l/s et $1,5 \leq K_{pi} \leq 4$
 hab

II.2.2. Débit d'eaux usées provenant des équipements

Les débits d'eaux usées provenant des équipements pour chaque sous-bassin peuvent être évalués en se référant aux étapes suivantes :

$$\text{Débit des équipements} = \text{Nombre de consommateur} \times \text{dotation} \times \alpha \quad (3.27)$$

$$Q_{\text{équi } l}^{eu} = \text{Débit de l'équipement}_l \times C_{rej} \quad (3.28)$$

$$Q_{\text{équi } ji} = \sum_{l=1}^{n_{\text{é}}} \left(Q_{\text{équi } l}^{eu} \right) \quad (3.29)$$

Avec :

$n_{\text{é}}$: nombre des équipements pour le sous-bassin i .

Les étapes ci-dessus peuvent être regroupées dans le tableau 3.5.

Tableau 3.5 : Evaluation des débits des eaux usées des équipements.

SB	Type de l'équipement	Nombre de consommateur	Dotation (l/j/U)	Débit de l'équipement (l/s)	$Q_{\text{équi } l}^{eu}$ (l/s)	$Q_{\text{équi } ji}$ (l/s)	Unité de mesure
Exemple : ($\alpha = 1,2$ et $C_{rej} = 80\%$)							
3	Mosquée	525	10	0,0729	0,0583	0,0583	Fidèle
5	Ecole	171	25	0,0594	0,0475	0,0697	Elève
	Boulangerie	/	2000	0,0278	0,0222		

Remarque : Chaque sous-bassin draine ses eaux dans plusieurs tronçons. Il importe, alors, d'évaluer les débits des eaux usées domestiques, provenant des habitations et des équipements, pour chaque tronçon (Pour le détail des calculs, voir TD).

II.2.3. Débit des eaux usées total (domestique)

Selon la remarque indiquée ci-dessus, on doit calculer le débit des eaux usées total (domestique) pour chaque tronçon et non pas pour chaque sous-bassin. On utilise la relation suivante :

$$Q_{\text{dom}}^{eu} = Q_{p \text{ tronçon}} + Q_{\text{équi } j \text{ tronçon}} \quad (3.30)$$

C'est le débit à utiliser pour le dimensionnement des tronçons des réseaux sanitaires dans le cas des systèmes séparatifs.

II.3. Evaluation des débits des eaux pluviales

Toute étude d'un réseau d'assainissement nécessite une détermination des débits pluviaux. Car ces eaux doivent être collectées dans les canalisations d'évacuation pour éviter les inondations.

Pour l'estimation des eaux pluviales, on fait un découpage de l'aire de l'agglomération en sous bassin, suivant des critères bien précis, en suite on attribue à chaque sous bassin un coefficient de ruissellement pondéré en fonction de la nature du sol drainé (Bendida, 2019).

Les débits des eaux pluviales sont évalués pour une précipitation de fréquence décennale et d'une durée de 15 minutes. Trois méthodes sont exposées dans ce qui suit, à savoir : La méthode rationnelle, la méthode superficielle et la méthode SCS.

II.3.1. Méthode rationnelle

C'est une méthode qui consiste à estimer le débit à partir d'un découpage du bassin versant en secteurs limités par les lignes isochrones, cette méthode fut découverte en 1889, mais ce n'est qu'en 1906 qu'elle a été généralisée. Elle est connue aussi par la méthode de LLOYD DAVIS, c'est une méthode qui a fait et fait ses preuves surtout pour les bassins urbains a faible surface (<10 ha) (Bendida, 2019).

Dans cette méthode, le débit de pointe est exprimé en fonction du coefficient de ruissellement, de l'intensité de pluie et de la superficie du sous-bassin considéré. Soit :

$$Q = C_r \times i \times A \quad (3.31)$$

Avec :

Q : débit de pointe des eaux pluviales en (m³/s) ou (l/s),

i : intensité maximale en (mm/h) ou (l/s/ha),

C_r : coefficient de ruissellement,

A : superficie du sous-bassin versant considéré en (Km²) ou (ha).

Remarque : La relation (3.31) est utilisée pour l'évaluation du débit de pointe pour chaque tronçon de conduite. Il constitue, alors, le débit à utiliser pour le dimensionnement des réseaux d'évacuation des eaux pluviales dans le cas du système séparatif.

Notons que la relation (3.31) est valable dans les domaines suivants :

- Bassins versants de caractéristiques homogènes et de superficie inférieure à 10 ha,
- le diamètre ≥ 300 mm,
- le coefficient de ruissellement : $0,05 < C_r < 1$,
- la pente du terrain : $0,2 \% < I < 5 \%$,
-

Pour le calcul détaillé, voir TD.

II.3.2. Méthode superficielle (Formule de Caquot)

Le modèle de Caquot apparaît comme étant l'une des premières approches scientifiques de réglementation de l'estimation des apports pluviaux des bassins versants urbanisés (Bendida, 2019).

La formule générale proposée par Caquot (Compte rendu de l'Académie des sciences du 20 Octobre 1941) s'écrit :

$$Q = K \times I^u \times C^v \times A^w \quad (3.32)$$

Avec :

$$K = \left[\frac{0,5^b \times a}{6,6} \right]^{\frac{1}{1+0,287 \cdot b}} \quad (3.33)$$

$$u = - \frac{0,41 \cdot b}{1 + 0,287 \cdot b} \quad (3.34)$$

$$v = \frac{1}{1 + 0,287 \cdot b} \quad (3.35)$$

$$w = \frac{0,95 + 0,507 \cdot b}{1 + 0,287 \cdot b} \quad (3.36)$$

Avec :

Q : débit de pointe en (m³/s),

A : superficie drainée en (ha),

I : pente du terrain en (m/m),

a et b : paramètres établis en fonction de la fréquence F : $[i = a(F) \times t^{b(F)}]$,

i : intensité moyenne de précipitation en (mm/minutes),

t : durée de précipitation ($t = t_c$) en (minutes).

Validité de la méthode superficielle (Bendida, 2019) :

Les limites d'application de la méthode superficielle sont :

- La limite supérieure de la surface du sous bassin est de 200 ha.
- Le coefficient de ruissellement doit être compris entre 0,2 et 1.
- Le coefficient d'allongement " M " doit être compris entre $0,8 < M < 2$.
- La pente doit être comprise entre 0,2 et 5%.

Certains utilisent la formule (3.32) même pour des superficies drainée $A < 1$ ha.

Dans la méthode superficielle, on tient compte d'un allongement de bassin qui s'écrit :

$$M = \frac{L}{\sqrt{A}} \quad (3.37)$$

Avec :

L : plus long trajet hydraulique en (hm),

A : superficie drainée en (ha).

La formule (3.32) tient compte d'un allongement de bassin M égal à deux (02), de l'effet de stockage du réseau, de l'effet de distribution spatiale de la pluie et du temps de concentration.

Si l'on possède des statistiques pluviométriques suffisantes pour tracer la courbe : $[i = a \times t^b]$, on pourra obtenir les paramètres a et b pour la fréquence $F = 1/T$ (T est la période de retour ou périodicité en années); il faut disposer des relevés sur au moins T années à partir d'un pluviomètre enregistreur.

Pour la correction des débits en fonction de l'allongement du bassin, M . *Desbordes* suggère l'expression suivante plus conforme à la réalité des processus hydrologiques :

$$m = \left(\frac{M}{2}\right)^{0,7.b} \quad (3.38)$$

Assemblage :

Le tableau 3.6 montre comment faire l'assemblage des sous-bassins versants en série et en parallèle.

Tableau 3.6 : Caractéristiques des bassins d'après la circulaire interministérielle (France 1977).

Paramètres équivalents	A _{éq}	Cr _{éq}	I _{éq}	Me _q
Bassins en série	$\sum A_j$	$\frac{\sum(C_{rj} \times A_j)}{\sum A_j}$	$\frac{\sum L_j}{\sum(L_j / \sqrt{I_j})}$	$\frac{\sum L_j}{\sqrt{\sum A_j}}$
Bassins en parallèle	$\sum A_j$	$\frac{\sum(C_{rj} \times A_j)}{\sum A_j}$	$\frac{\sum(I_j \times Q_{pj})}{\sum Q_{pj}}$	$\frac{L_{éq}}{\sqrt{\sum A_j}} \quad (1)$
(1) $L_{éq}$: longueur totale L_j du bassin ayant le plus fort débit de pointe.				

II.3.3. Méthode rationnelle du curve number (Méthode SCS)

La méthode du curve number (SCS, remplacé par le National Resources Conservation Service) s'appuie sur la méthode rationnelle et permet la transformation **pluie – débit de pointe** pour les bassins versants ruraux non jaugés, sur la base de la lame ruisselée estimée par l'équation empirique suivante :

$$L_r = \frac{(P - I_a)^2}{P - I_a + J} \quad (3.39)$$

Où :

L_r : lame ruisselée en (mm),

P : hauteur d'eau en (mm) d'une pluie de projet de durée d et de période de retour T ,

I_a : quantité de pluie absorbée avant ruissellement en (mm), avec $I_a = 0,2 \times J$,

J : rétention potentielle maximale en (mm).

On obtient donc la relation :

$$L_r = \frac{(P - 0,2.J)^2}{P + 0,8.J} \quad (3.40)$$

La détermination de la hauteur d'infiltration potentielle maximale J pour chaque sous-bassin versant, s'effectue en caractérisant l'occupation et la perméabilité des sols, appréciées globalement par la relation suivante :

$$J = \left(\frac{1000}{CN} - 10 \right) \times 25,4 \quad (3.41)$$

CN : curve number donné par le tableau 3.7.

Sur le tableau 3.5, les types de sols selon la classification appliquée à la modélisation des vallées, notamment du pays de *Caux* (Région naturelle de *Normandie* appartenant au Bassin parisien), ont été les suivants :

- A : sol sableux, argileux non croûté, infiltrabilité $> 7,6$ mm/h ;
- B : limon argileux battant en été, infiltrabilité $> 3,8$ mm/h ;
- C : limon très battant en hiver, infiltrabilité $> 1,3$ mm/h ;
- D : sol argileux compacté, infiltrabilité $< 1,3$ mm/h.

A l'issue de l'affectation des caractéristiques des bassins élémentaires, le modèle procède à la transformation de la lame d'eau ruisselée en hydrogramme pour chaque pas de temps de calculs, en se fondant sur la méthode de l'hydrogramme unitaire (Figure 3.1).

Le temps au débit de pointe est calculé à partir de la formule de *Kirpich* :

$$T_p = \frac{D}{2} + 0,000195 \times L^{0,77} \times S^{-0,385} \quad (3.42)$$

Où :

T_p : temps au débit de pointe (h),

D : durée de la pluie (h),

L : longueur du talweg (m),

S : pente du talweg (m/m).

Le coefficient de ruissellement défini par type de sol est :

$$C_r = \frac{L_r}{P} \quad (3.43)$$

Où :

L_r : lame ruisselée en (mm),

P : hauteur d'eau en (mm).

Tableau 3.7 : Valeurs de curve number en fonction du type et de l'occupation des sols.

Type de sols		Imperméabilité (%)	A	B	C ⁽¹⁾	D
Bois		_____	30	55	70	77
Prairie		_____	39	61	74	80
Voirie ⁽²⁾ et fossés		_____	83	89	90	93
Zone urbanisée ⁽³⁾		65	77	85	92	93
		38	61	75	83	87
		25	54	70	80	85
		12	46	65	77	82
Cultures	Sol nu compacté	_____	77	86	91	94
	Interculture	_____	58	69	75	79
	Inter-rang large	_____	72	81	88	91
	Petites graines	_____	65	76	84	88
	Déchaumage	_____	63	75	83	87

(1) Classe généralement adoptée en situation défavorable de sol et de saturabilité.
 (2) Voirie seule : $CN = 98$.
 (3) Zone bâtie dense : $CN = 94$.

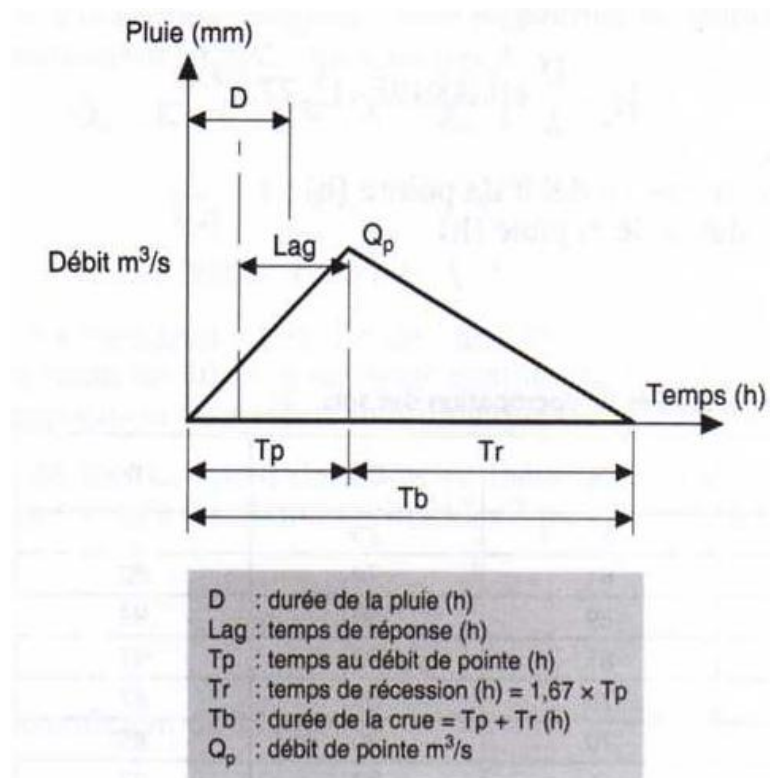


Figure 3.1 : Hydrogramme unitaire.

L'estimation du débit de pointe est fondée sur la méthode de l'hydrogramme unitaire et l'application de la formule rationnelle :

$$Q_p = \frac{\mu \times A \times L_r}{0,5 \times 60 \times (t_p + t_r)} \quad (3.44)$$

Où :

Q_p : débit de pointe en (m³/s),

A : surface du bassin versant en (ha),

μ : homogénéité des unités (10⁴ha × 10⁻³mm)/60" = 1/6, plus tout autre coefficient d'ajustement,

t_p : temps au débit de pointe en (minutes) correspondant, a priori, au temps de concentration équivalent à l'élément d'averse t de la courbe *IDF*,

t_r : temps au débit de récession en (minutes) = 1,67 × t_p , tenant ainsi compte du temps de vidange de la méthode hybride.

III. Conclusion

Le bon dimensionnement d'un réseau d'assainissement se base sur l'évaluation correcte des différents débits à évacuer. A travers ce chapitre, nous avons exposé la méthode d'évaluation des débits des eaux usées provenant des habitations et des équipements. Nous avons présenté également trois méthodes d'évaluation des débits des eaux pluviales à savoir : La méthode rationnelle, la méthode superficielle et la méthode SCS.

Chapitre IV

Calcul hydraulique du réseau d'évacuation des eaux

Chapitre IV

Calcul hydraulique du réseau d'évacuation des eaux

I. Introduction

Outre que la nécessité de quantifier les différents débits à évacuer dans un réseau d'assainissement, le dimensionnement de ce dernier requiert la détermination de la pente géométrique des conduites I et la connaissance de la rugosité absolue de la paroi intérieure de la conduite ε .

Après déterminé tous les paramètres cités ci-dessus, il importe de choisir la méthode de calcul hydraulique de tous les tronçons constituant le réseau d'égouts étudié. Les conditions d'écoulement dans le réseau doivent être vérifiées et corrigées s'il est nécessaire afin d'assurer théoriquement son bon fonctionnement.

Le dimensionnement du réseau revient à calculer, sur la base des valeurs préalablement déterminées des débits à évacuer, des pentes géométriques des tronçons de conduites et de l'état interne de ces derniers, le diamètre interne D , le débit à pleine section Q_{ps} , la vitesse correspondant à la section pleine V_{ps} le taux de remplissage de la conduite r_h ou h , la profondeur de l'écoulement y_n et la vitesse moyenne de l'écoulement V . Et afin d'assurer le bon fonctionnement du réseau dimensionner, on doit déterminer, en plus de la vitesse correspondant à la section pleine V_{ps} , la vitesse maximale V_{max} et les vitesses d'auto-curage et les comparer avec les valeurs données par les normes en vigueur.

Le calcul hydraulique des réseaux d'assainissement est fait généralement sur l'hypothèse d'un écoulement uniforme. Pour cela, nous allons exposer deux méthodes de calcul, l'une est classique et se base sur la formule de Chézy et l'autre est une méthode récente basée sur la méthode du modèle rugueux qui tient compte, en plus des données indiquées ci-dessus, de l'effet de la viscosité cinématique du liquide en écoulement ν .

II. Détermination de la pente I des collecteurs

La pente des collecteurs peut être déterminée en se référant aux étapes suivantes :

- A la tête du réseau (point le plus haut du réseau), on fixe la cote amont du collecteur à 0,8 m à 1,2 m au dessous de la cote du terrain naturel.

- On donne au collecteur, dans la mesure du possible, la même pente du terrain naturel pour avoir des profondeurs raisonnables. En plus, la pente des collecteurs doit être dans l'intervalle suivant : $0,2 \% \leq I \leq 5 \%$ ou bien : $0,3 \leq I \leq 2 \%$. En tout cas, il faut choisir la pente qui correspond à des vitesses minimale et maximale acceptables. La pente minimale dépend, en outre, du diamètre du collecteur (conduite ou tronçon).
- On calcule la pente du collecteur par la relation suivante :

$$I = \frac{C_{pam} - C_{pav}}{L} \times 100 \quad (4.1)$$

Avec :

C_{pam} : cote du projet amont en (m),

C_{pav} : cote du projet aval en (m),

L : longueur du collecteur ou bien longueur du tronçon entre deux (02) regards en (m).

- On doit assurer que la cote du dernier point du réseau se coïncide avec la cote du rejet.

III. Rugosité absolue de la paroi de la conduite

La rugosité absolue de la paroi de la conduite ε est donnée par le constructeur de la conduite. Elle varie selon le type de matériaux constituant la canalisation. Si on connaît le coefficient de résistance de l'écoulement selon *Strickler* K , on peut déterminer la rugosité absolue ε en utilisant la formule de *Hager* :

$$\frac{K \times \varepsilon^{1/6}}{8,2 \times \sqrt{g}} = 1 \quad (4.2)$$

g est l'accélération de la pesanteur.

Il importe de noter que la rugosité à prendre en compte en assainissement doit être prise avec prudence par le fait que l'eau transportée par les collecteurs est une eau chargée de différentes matières en suspension. Ces matières peuvent être déposées au fond du collecteur lorsque la vitesse d'écoulement est faible. Ces dépôts vont, par conséquent, modifier la rugosité des parois internes du collecteur. L'instruction française 1977 suggère les expressions des vitesses de l'écoulement :

- Pour les réseaux « eaux usées » en système séparatif : $V = 70R_h^{2/3}I^{1/2}$.
- Pour les réseaux « pluviaux » en système séparatif : $V = 60R_h^{3/4}I^{1/2}$.

Le constructeur doit fournir également la gamme des diamètres commerciaux.

IV. Dimensionnement des réseaux d'assainissement (Réseaux d'égouts)

IV.1. Normes

Avant de procéder au dimensionnement du réseau d'égout, il faut fixer des normes pour assurer le bon fonctionnement du réseau après la mise en service.

IV.1.1. Diamètre minimaux des conduites d'égout

Aux fins de l'entretien et de l'autocurage, le diamètre minimal des conduites d'égout est de 200 mm dans le cas de conduites d'égout sanitaire et de 300 mm dans celui de conduites d'égout pluvial ou unitaire (Québec). En Algérie, le diamètre minimal est de 300 mm pour le réseau sanitaire et 400 mm pour le réseau unitaire (Source non officielle).

En outre, à un regard d'égout, le diamètre de la conduite en aval ne doit jamais être inférieur au diamètre de la conduite ou des conduites en amont (Celles qui transportent les eaux d'égout vers le regard d'égout).

IV.1.2. Alignement des conduites d'égout

Une conduite d'égout est en général installée en ligne droite entre deux regards d'égout. Toutefois, on peut produire un léger changement d'alignement, sans utiliser de regards, en ayant recours soit à des coudes, à des joints qui ont une certaine flexibilité et qui n'entraînent pas de pertes d'étanchéité ou bien à des tronçons de tuyaux dont les extrémités sont taillées à cette fin.

IV.1.3. Profondeur d'enfouissement des conduites d'égout

Dans la mesure du possible, on doit enfouir les conduites d'égout assez profondément pour qu'elles puissent recevoir par gravité les eaux en provenance des terrains et des habitations qu'elles doivent desservir. Par ailleurs, il faut équiper de postes de pompage les bâtiments dotés de sous-sols particulièrement profonds si on veut pouvoir évacuer leurs eaux usées et celles des drains de fondation.

Pratiquement, on pose la première conduite, en tête du réseau, à une profondeur de 0,8 m à 1,2 m. Les autres tronçons sont posés dans des profondeurs qui sont déterminées en fonction des pentes données à chaque tronçon.

La profondeur maximale varie en fonction de type de sol, des engins utilisés, des moyens disponibles pour le blindage des parois de la tranchée, de la position de la conduite (Espace disponible dans la voirie),

IV.1.4. Pente des conduites d'égout

La pente doit être assez prononcée pour qu'on obtienne une vitesse minimale d'autocurage des conduites.

En effet, les pentes sont prises dans la gamme suivante : $0,2 \% \leq I \leq 5 \%$ ou bien : $0,3 \leq I \leq 2 \%$.

On peut noter les limites suivantes : $I_{min} = 0,2 \%$ pour le réseau sanitaire, $I_{min} = 0,4 \%$ pour le réseau pluvial et I_{max} est fonction de la vitesse maximale V_{max} .

IV.1.5. Vitesse d'écoulement minimale

On vise des vitesses minimales d'écoulement lorsque les conduites coulent à plein de 0,6 à 0,75 m/s pour les réseaux d'égouts sanitaires et de 0,9 m/s pour les réseaux unitaires et pluviaux ; les eaux usées pluviales et unitaires transportent en effet des matières plus lourdes que les eaux usées sanitaires.

Autres valeurs de la vitesse minimale d'autocurage :

- Instruction technique française (1977) : 0,7 m/s pour EU et à l'extrême rigueur : 0,5 m/s.

En tête du réseau, on recommande une pente de 0,4 à 0,5 % pour les canalisations élémentaires afin d'améliorer les régimes des vitesses.

Pour les eaux pluviales (EP) : $V > 0,6$ m/s pour 1/10 du Q_{ps} (Débit à pleine section).

$$V > 0,3 \text{ m/s pour } 1/100 \text{ du } Q_{ps}.$$

Evacuation rapide des déchets fermentescibles + entraînement des sables :

$$V_{ps} \approx 1 \text{ m/s pour les conduites circulaires.}$$

$$V_{ps} \approx 0,9 \text{ m/s pour les conduites ovoïdales normalisées.}$$

- Documents techniques américains ACCE (1970) : 0,6 m/s pour EU et 0,9 m/s pour EP.
- De même pour les documents suisses.

IV.1.6. Vitesse d'écoulement maximale

Une vitesse d'écoulement supérieure à la vitesse minimale est souhaitable ; toutefois, on recommande de fixer une limite supérieure si on veut maîtriser le bruit et éviter l'usure et la détérioration excessives, par abrasion, des conduites et des autres éléments (Y compris les regards), et assurer la sécurité du personnel.

Dans la plus part des documents techniques, il est conseillé de ne pas dépasser les vitesses maximales V_{PS} (Vitesse correspondant à la section pleine) de 3 à 4 m/s (exceptionnellement 5 m/s).

IV.1.7. Pertes de charge dans un réseau d'égouts

Le concepteur d'un réseau d'égouts ne peut déterminer la pente des conduites sans calculer au préalable les pertes de charge dues au frottement et les pertes de charge singulières.

IV.1.7.1. Pertes de charge dans les conduites d'égout

Les pertes de charge dues au frottement dans une conduite d'égout sont un des paramètres importants lorsqu'on calcule les dimensions des conduites d'égout ; avec les pertes de charge singulières, les pertes de charge dues au frottement (linéaires) permettent de déterminer la dénivellation minimale des conduites nécessaire pour assurer un écoulement par gravité et des vitesses d'écoulement suffisantes.

IV.1.7.2. Pertes de charge dues aux équipements

Lorsqu'ils calculent la ligne piézométrique, plusieurs ingénieurs négligent les pertes de charge dues aux équipements, notamment celles dues aux regards ; il s'agit là d'une omission en général acceptable puisque les valeurs des coefficients de rugosité de *Manning n* suggérées par les fabricants ont été calculées en tenant compte des pertes de charge singulières dues aux structures. D'autres ingénieurs prévoient un abaissement systématique de 1,5 à 3 cm du radier d'une conduite située en aval d'un regard.

Quelquefois, cependant, les pertes de charge sont plus importantes ; on doit donc les calculer.

IV.1.8. Altitude des conduites d'égout aux regards

Aux regards qui ne servent que de jonction entre deux conduites, on place les couronnes de ces dernières à la même hauteur ; on prévoit toutefois une dénivellation supplémentaire pour la conduite en aval si les pertes de charge singulières au regard sont supérieures à la différence entre les diamètres des conduites en amont et en aval. Aux regards qui reçoivent les eaux usées de plus d'une conduite, on détermine la hauteur de la conduite en aval (Celle qui évacue les eaux usées) en fonction de la couronne de la conduite en amont la plus profondément enfouie (La plus basse). La couronne de cette conduite en aval ne peut pas être située plus haut que la plus basse des couronnes des conduites en amont ; elle peut cependant être située plus bas.

IV.2. Gamme des diamètres des conduites

Il existe plusieurs types de matériaux utilisés pour la fabrication des conduites d'égout à savoir : L'amiante-ciment, le béton non armé, le béton armé, la matière plastique

Concernant les diamètres des conduites, pour chaque constructeur et pour chaque type de conduite on trouve une gamme de diamètres. Les tableaux 4.1 et 4.2 montrent, à titre d'exemple, deux gammes de diamètres pour les conduites en béton armé.

Tableau 4.1 : Gamme de diamètres des conduites en BA
(Distribution et collecte des eaux).

Diamètre		Diamètre	
Nominal (mm)	Réel (mm)	Nominal (mm)	Réel (mm)
150	152	525	535
200	203	600	610
225	229	675	685
300	305	750	760
375	380	900	915
450	455	Diamètre pouvant atteindre 3800 mm	

Remarque :

Au-delà de 900 mm, les diamètres nominaux augmentent par tranches de 150 mm jusqu'à 2400 mm, puis par tranches de 300 mm jusqu'à 3800 mm. Si le diamètre recherché est supérieur à 3800 mm, on doit couler les conduites sur place.

Tableau 4.2 : Gamme de diamètres des conduites
en BA (Gide technique de l'assainissement).

Diamètre nominal (mm)	Epaisseur en (mm)	
	(Série 90 A)	(Série 135 A)
300		37
400	43	45
500	50	53
600	58	62
800	74	80
1000	90	100
1200	105	120
1400	120	140
1500	128	148
1600	135	155
1800	150	170
2000	160	180
2200	200	200
2500	225	225
2800	250	250
3000	270	270
3200	290	290
3500	315	315

IV.3. Diamètre intérieur réel des conduites d'égout

En matière d'hydraulique, c'est le diamètre intérieur d'une conduite qu'il importe de connaître. En effet, toutes les conduites de même diamètre nominal n'ont pas nécessairement le même diamètre intérieur, car celui-ci varie en fonction du matériau qui les compose.

Le tableau 4.3 fournit les diamètres intérieurs réels des conduites de 18" (450 mm) faites de divers matériaux.

Tableau 4.3 : Diamètres pour différents types de conduites.

	Conduites				
	en béton armé	en acier galvanisé	en amiante ciment	en chlorure de polyvinyle	en polyéthylène
Diamètre nominal (Pouces)	18	18	18	18	18
Diamètre nominal (mm)	450	450	450	450	450
Diamètre intérieur (mm)	457	400	457	450	Variable

IV.4. Calcul des paramètres hydrauliques des tronçons

IV.4.1. Section des ouvrages selon l'instruction Française 1977

IV.4.1.1. Formule de Chézy

La formule de Chézy s'écrit :

$$V = C\sqrt{R_h \cdot I} \quad (4.3)$$

Avec :

V : vitesse moyenne de l'écoulement en (m/s),

$R_h = A/P$: rayon hydraulique en (m),

C : coefficient de Chézy.

Formule de Bazin :

$$C = \frac{87}{1 + \frac{\gamma}{\sqrt{R_h}}} \quad (4.4)$$

Avec :

γ : coefficient de Bazin qui varie suivant les matériaux employés et la nature des eaux transportées.

IV.4.1.2. Réseaux « eaux usées » en système séparatif

Il se forme une pellicule grasse dans les conduites qui améliore les conditions d'écoulement de sorte que le coefficient d'écoulement de *Bazin* peut être pris égal à 0,25. Suivant ces bases, C peut être représenté approximativement par l'expression :

$$C = 70R_h^{1/6} \quad (4.5)$$

Ce qui conduit à la formule :

$$V = 70R_h^{2/3} I^{1/2} \quad (4.6)$$

IV.4.1.3. Réseaux « pluviaux » en système séparatif

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* $\gamma = 0,46$, de telle sorte que C peut être représenté approximativement par l'expression $60R_h^{1/4}$, ce qui conduit à la formule :

$$V = 60R_h^{3/4} I^{1/2} \quad (4.7)$$

IV.4.1.4. Réseaux « unitaires »

Le calcul sera conduit comme, pour le réseau pluvial en système séparatif, étant donné la faible importance relative du débit des eaux usées par rapport à celui des eaux pluviales.

Toutefois, après décharge des flots d'orage et sous réserve d'un dessablement très soigné, la capacité d'évacuation des émissaires acheminant les débits de temps sec et de petite pluie jusqu'à la station d'épuration pourra être évaluée au moyen des formules afférentes aux réseaux d'eaux usées.

Lorsque la valeur du débit calculé implique un diamètre supérieur à 0,60 m il peut être préférable, surtout en système unitaire, d'adopter les types d'ovoïdes qui font l'objet de la norme *N.F.P.16-401*. Les ovoïdes permettent en effet un écoulement meilleur pour une concentration du flot de temps sec.

IV.4.2. Calcul des ouvrages par les abaques

La formule de *Chézy* sous ses différentes formes (*Bazin*, *Strickler*, ...) peut être représentée graphiquement (Sous forme d'Abaques) pour être utilisée dans le dimensionnement des réseaux d'assainissement (Voir abaques I, II, III et IV à la fin du chapitre).

Les Abaques II et III suffisent pour dimensionner un tronçon d'égout. En effet, l'Abaque II donne le diamètre D de la conduite, le débit à pleine section Q_{ps} et la vitesse correspondant à ce

débit V_{ps} en fonction du débit réel Q transitant le tronçon considéré et la pente de ce tronçon I . Par contre, l'Abaque III donne le taux de remplissage de la conduite r_h et le rapport des vitesses r_v en fonction du rapport des débits $r_Q = Q/Q_{ps}$.

La figure 4.1 montre la méthode de détermination de D , Q_{ps} et V_{ps} à partir de l'Abaque II. La figure 4.2 montre la méthode de détermination de r_h et r_v à partir de l'Abaque III.

La démarche à suivre pour dimensionner un réseau d'assainissement par les Abaques est la suivante :

- Les données du problème sont : Le débit Q et la pente du tronçon considéré I . Ces deux paramètres sont déterminés par la méthode exposée précédemment.
- A partir des valeurs connues de Q et I et en utilisant l'Abaque II, on détermine le diamètre D de la conduite, le débit à pleine section Q_{ps} et la vitesse correspondant au débit à pleine section V_{ps} comme le montre la figure 4.1.
- On calcule le rapport des débits r_Q qui est égal au débit Q divisé par le débit à pleine section Q_{ps} .

$$r_Q = \frac{Q}{Q_{ps}} \quad (4.8)$$

- A partir de la valeur de r_Q et en utilisant l'Abaque III, on détermine le taux de remplissage r_h et le rapport des vitesses r_v . Le taux de remplissage r_h représente le rapport entre la profondeur de l'écoulement h et le diamètre D de la conduite. Soit :

$$r_h = \frac{h}{D} \quad (4.9)$$

tandis que le rapport des vitesses r_v représente la vitesse réelle de l'écoulement V divisée par la vitesse correspondant au débit à pleine section V_{ps} . Soit :

$$r_v = \frac{V}{V_{ps}} \quad (4.10)$$

- On calcule la profondeur de l'écoulement h par la formule suivante :

$$h = r_h \times D \quad \text{Avec : } h \geq 0,02 \text{ m} \quad (4.11)$$

- On calcule la vitesse réelle de l'écoulement V par la relation suivante :

$$V = r_v \times V_{ps} \quad (4.12)$$

- On calcule les vitesses d'autocurage comme suit :

$$V_{aut1} = 0,6 \times V_{ps} \geq 0,6 \text{ m/s} \quad \text{pour la fraction } \frac{1}{10} Q_{ps} \quad (4.13)$$

$$V_{aut2} = 0,3 \times V_{ps} \geq 0,3 \text{ m/s} \quad \text{pour la fraction } \frac{1}{100} Q_{ps} \quad (4.14)$$

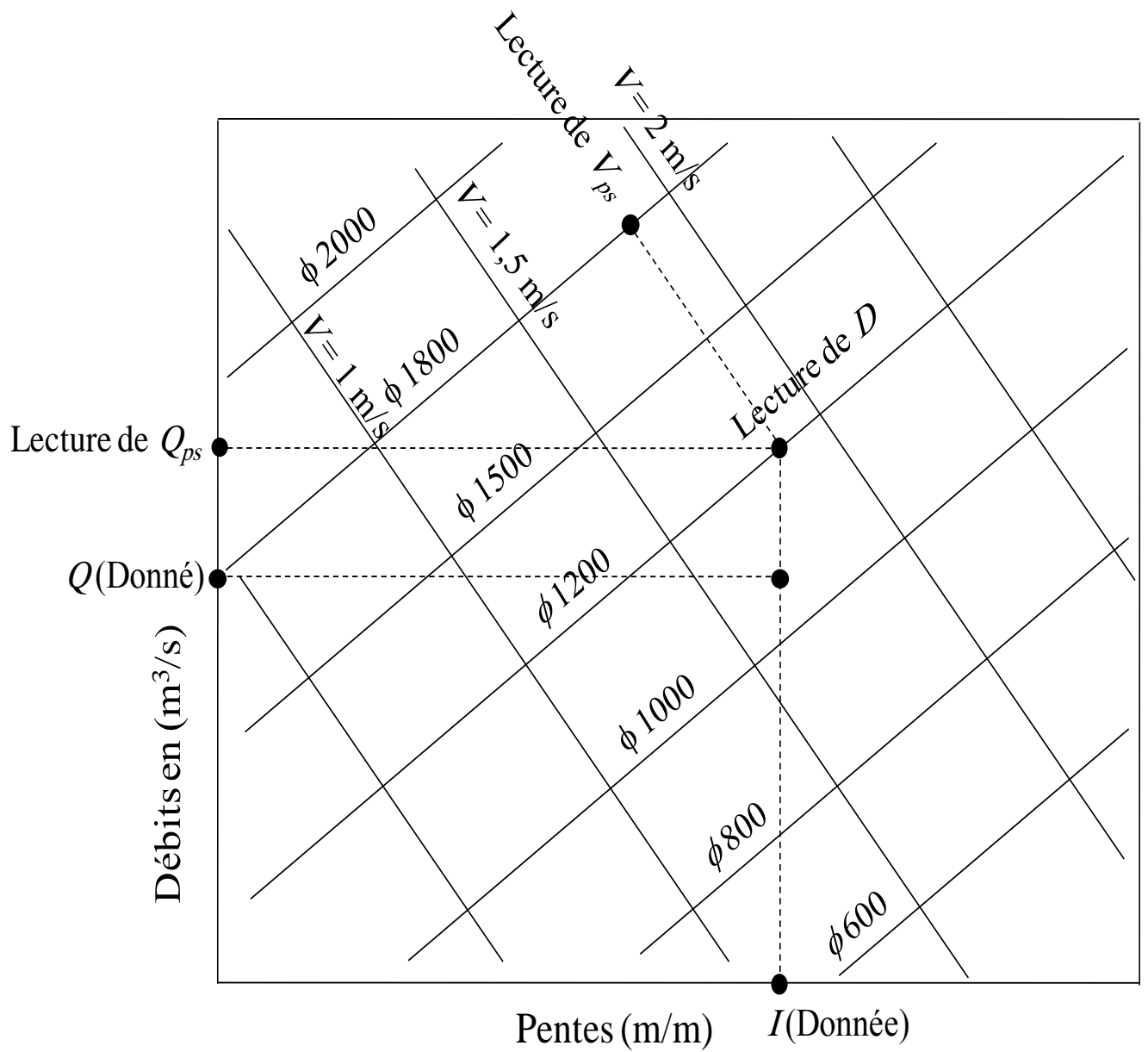


Figure 4.1 : Méthode de détermination de D , Q_{ps} et V_{ps} .

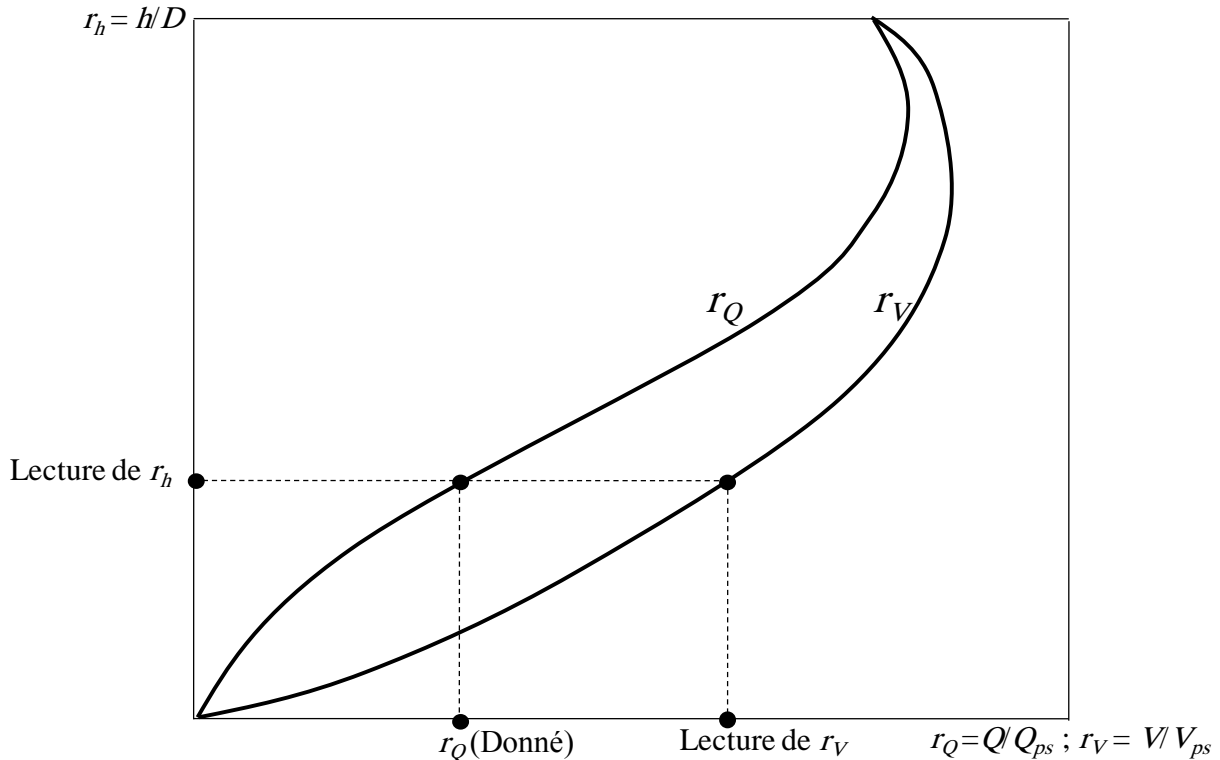


Figure 4.2 : Méthode de détermination de r_h et r_v .

- On vérifie les conditions suivantes :

$$V_{ps} \leq V_{max}$$

$$V_{aut 1} \geq 0,6 \frac{m}{s} \text{ et } V_{aut 2} \geq 0,3 \text{ m/s}$$

- Si la 1^{ère} condition et/ou la 2^{ème} condition n'est (ne sont) pas vérifiée(s), on doit changer la valeur de la pente I ou du diamètre D de la conduite. Si le problème n'est pas réglé on prévoit des dispositifs automatiques de chasse.

IV.4.3. Calcul des ouvrages par la méthode MMR

Le problème de calcul hydraulique réside sur le caractère implicite du diamètre et du taux de remplissage des conduites d'où la justification de l'utilisation des méthodes graphiques décrites ci-dessus. La méthode du modèle rugueux de référence dite MMR présente une solution alternative qui permet le calcul explicite des différents paramètres hydrauliques recherchés. Elle considère un modèle rugueux hypothétique qui a la même forme de la conduite ou du canal étudié. Ce modèle est caractérisé par une forte rugosité relative $\varepsilon/D_h = 0,037$ arbitrairement choisie de telle sorte que le régime d'écoulement soit dans le domaine turbulent rugueux ou soit supposé être comme tel (Achour, 2007). Cela permet l'utilisation de la formule de Nikuradse qui aboutit à un coefficient de frottement constant dans le modèle rugueux ($\bar{f} = 1/16$). Les

caractéristiques géométriques et hydrauliques du modèle sont alors déterminées aisément. A travers un facteur de correction des dimensions linéaires, on peut facilement déterminer les caractéristiques géométriques et hydrauliques des la conduite ou du canal étudié.

La méthode est résumée comme suit (Achour, 2013) :

1. Diamètre de la conduite circulaire à surface libre

Le diamètre de la conduite circulaire à surface libre (Figure 4.3) est donné par la formule suivante :

$$D = 1,35\bar{D} \left[-\log \left(\frac{\varepsilon/\bar{D}}{4,75 \cdot \varphi(\eta)} + \frac{8,5}{R_p \cdot [\varphi(\eta)]^{3/2}} \right) \right]^{-0,4} \quad (4.15)$$

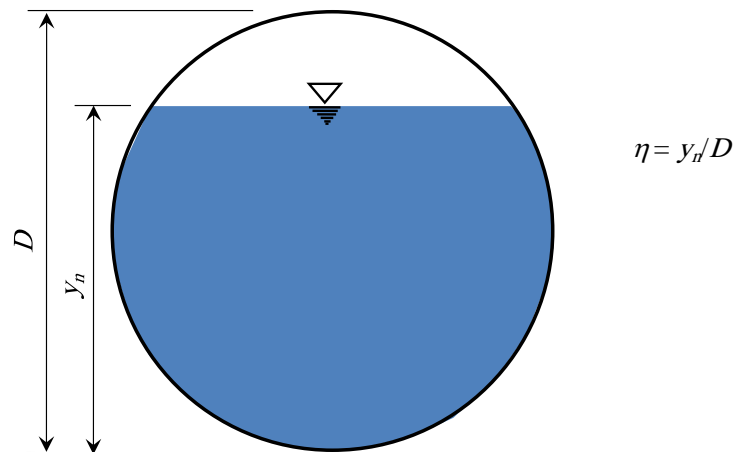


Figure 4.3 : Profil circulaire.

Les étapes de calcul du diamètre D sont les suivantes :

i. A partir de la valeur connue du taux de remplissage $\eta = y_n/D$ de la conduite, les relations (4.16) et (4.17) permettent de déterminer la valeur des fonctions $\sigma(\eta)$ et $\varphi(\eta)$ respectivement.

$$\sigma(\eta) = \cos^{-1}(1 - 2\eta) \quad (4.16)$$

$$\varphi(\eta) = 1 - \frac{2(1 - 2\eta)\sqrt{\eta(1 - \eta)}}{\cos^{-1}(1 - 2\eta)} \quad (4.17)$$

ii. Les valeurs connues de $\sigma(\eta)$, $\varphi(\eta)$, Q et I sont introduites dans la relation (4.18) pour le calcul du diamètre \bar{D} du modèle rugueux re référence.

$$\bar{D} = [\sqrt{2} \cdot \sigma(\eta)]^{-0,4} \times [\varphi(\eta)]^{-0,6} \times \left(\frac{Q}{\sqrt{gI}} \right)^{0,4} \quad (4.18)$$

iii. Le nombre de Reynolds \overline{R}_P est alors déduit de la relation (4.19).

$$\overline{R}_P = 4\sqrt{2} \frac{\sqrt{gID^3}}{\nu} \quad (4.19)$$

Où l'indice « P » désigne l'état plein de la conduite du modèle rugueux de référence et ν désigne la viscosité cinématique du liquide en écoulement.

iv. Ainsi, tous les paramètres de la relation (4.15) sont connus pour l'évaluation du diamètre D recherché de la conduite.

2. Le débit maximal Q_{max}

Le calcul de ce débit est nécessaire pour la détermination de la profondeur normale de l'écoulement y_n . La relation suivante permet le calcul de Q_{max} qui correspond à la valeur $\eta = 0,941$:

$$Q_{max} = -2,332\sqrt{gID^5} \log\left(\frac{\varepsilon/D}{4,28} + \frac{8,07}{R_P}\right) \quad (4.20)$$

La valeur du nombre de Reynolds à l'état plein R_P figurant dans la relation (4.20) est donnée par la relation suivante :

$$R_P = 4\sqrt{2} \frac{\sqrt{gID^3}}{\nu} \quad (4.21)$$

3. Profondeur normale de l'écoulement

La profondeur normale de l'écoulement dans la conduite circulaire peut être évaluée par la formule suivante :

$$y_n = \frac{11}{5\pi} \cdot D \cdot \sin^{-1} \left[0,953 \left(\frac{Q}{Q_{max}} \right)^{0,495} \right] \quad (4.22)$$

4. Taux de remplissage réel

Puisque la profondeur normale y_n est calculée selon le diamètre adopté (Diamètre commercial), il importe de calculer le taux de remplissage réel en utilisant la relation suivante :

$$\eta = \frac{11}{5\pi} \cdot \sin^{-1} \left[0,953 \left(\frac{Q}{Q_{max}} \right)^{0,495} \right] \quad (4.23)$$

Ou bien :

$$\eta = y_n/D \quad (4.24)$$

5. La vitesse maximale V_{max}

L'étude montre que la valeur maximale de la vitesse V_{max} est atteinte pour $\eta = 0,8128$. Elle est donnée par la relation suivante :

$$V_{max} = -3,12\sqrt{gID} \cdot \log\left(\frac{\varepsilon/D}{4,504} + \frac{7,476}{R_p}\right) \quad (4.25)$$

V_{max} doit être \leq à la vitesse admissible (3 à 4 m/s jusqu'à, exceptionnellement, 5 m/s).

6. Vitesse moyenne de l'écoulement

La vitesse moyenne de l'écoulement peut être calculée classiquement par la relation suivante :

$$V = \frac{Q}{A} \quad (4.26)$$

A : représente l'aire de la section mouillée de la conduite partiellement occupée par l'écoulement, elle est donnée par la formule suivante :

$$A = \frac{D^2}{4} \cdot \sigma(\eta) \cdot \varphi(\eta) \quad (4.27)$$

7. Vitesse correspondant au débit à pleine section

La vitesse V_{ps} correspondant au débit à pleine section s'écrit :

$$V_{ps} = \frac{4Q_{ps}}{\pi D^2} \quad (4.28)$$

La méthode de calcul du débit à pleine section Q_{ps} est montrée dans le paragraphe qui suit.

8. Débit à pleine section

D'une manière générale le débit s'exprime selon *Achour et Bedjaoui* (2006) :

$$Q = -4\sqrt{2g} \cdot A \cdot \sqrt{R_h} \cdot I \cdot \log\left(\frac{\varepsilon}{14,8 \cdot R_h} + \frac{10,04}{R}\right) \quad (4.29)$$

R : représente le nombre de *Reynolds* qui s'exprime :

$$R = 32\sqrt{2} \frac{\sqrt{gIR_h^3}}{\nu} \quad (4.30)$$

Pour la section circulaire pleine on a :

$$A = \frac{\pi D^2}{4} \quad (4.31)$$

Et :

$$R_h = \frac{D}{4} \quad (4.32)$$

Tenant compte de la relation (4.32), la relation (4.30) permet d'aboutir à l'expression du nombre de Reynolds à l'état plein $R = R_p$ qui s'écrit :

$$R = R_p = 4\sqrt{2} \frac{\sqrt{gID^3}}{\nu} \quad (4.21)$$

La relation (4.21) est alors reproduite.

Tenant compte des relations (4.21), (4.31) et (4.32), la relation (4.29) du débit pour la section pleine peut s'écrire :

$$Q_{ps} = -4\sqrt{2g} \cdot \frac{\pi D^2}{4} \cdot \sqrt{\frac{D}{4}} \cdot I \cdot \log \left(\frac{\varepsilon}{14,8 \cdot \frac{D}{4}} + \frac{10,04}{R_p} \right)$$

Ou bien :

$$Q_{ps} = -\frac{\pi}{\sqrt{2}} D^{5/2} \sqrt{gI} \cdot \log \left(\frac{\varepsilon/D}{3,7} + \frac{10,04}{R_p} \right) \quad (4.33)$$

9. Vitesses d'autocurage

$$V_{aut1} = 0,6 \times V_{ps} \geq 0,6 \text{ m/s} \quad \text{pour la fraction } \frac{1}{10} Q_{ps} \quad (4.13)$$

$$V_{aut2} = 0,3 \times V_{ps} \geq 0,3 \text{ m/s} \quad \text{pour la fraction } \frac{1}{100} Q_{ps} \quad (4.14)$$

Exemple d'application :

Soit une conduite circulaire en béton de rugosité absolue $\varepsilon = 1 \text{ mm}$. Cette conduite fait partie d'un réseau d'assainissement. On admet que la vitesse d'auto-curage doit être supérieure ou égale à $0,2 \text{ m/s}$ et que, pour éviter tout phénomène érosif, la vitesse moyenne admissible ne doit pas excéder $2,5 \text{ m/s}$ à 3 m/s . La conduite écoule le débit volume $Q = 1,7 \text{ m}^3/\text{s}$ d'un liquide de viscosité cinématique $\nu = 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$, sous une pente longitudinale $I = 3 \cdot 10^{-4}$. Le taux de remplissage de la conduite est $\eta = 0,6$.

Dimensionner la conduite et vérifier les conditions d'écoulement.

Solution :

i. Selon les relations (4.16) et (4.17), les fonctions $\sigma(\eta)$ et $\varphi(\eta)$ prennent respectivement la valeur :

$$\sigma(\eta) = \cos^{-1}(1 - 2\eta) = \cos^{-1}(1 - 2 \times 0,6) = 1,77215425$$

$$\begin{aligned}\varphi(\eta) &= 1 - \frac{2(1-2\eta)\sqrt{\eta(1-\eta)}}{\cos^{-1}(1-2\eta)} = 1 - \frac{2 \times (1-2 \times 0,6) \times \sqrt{0,6 \times (1-0,6)}}{1,77215425} \\ &= 1,11057682\end{aligned}$$

Le diamètre du modèle rugueux de référence est, selon la relation (4.18) :

$$\begin{aligned}\bar{D} &= \left[\sqrt{2} \sigma(\eta) \right]^{-0,4} [\varphi(\eta)]^{-0,6} \left(\frac{Q}{\sqrt{g i}} \right)^{0,4} \\ &= \left[\sqrt{2} \times 1,77215425 \right]^{-0,4} \times 1,11057682^{-0,6} \times \left(\frac{1,7}{\sqrt{9,81 \times 3 \cdot 10^{-4}}} \right)^{0,4} \\ &= 2,579204314 m\end{aligned}$$

Ceci permet de déduire que, selon la relation (4.19), pour $I = i$:

$$\bar{R}_p = 4\sqrt{2} \frac{\sqrt{g i \bar{D}^3}}{\nu} = 4 \times \sqrt{2} \times \frac{\sqrt{9,81 \times 3 \cdot 10^{-4} \times 2,579204314^3}}{10^{-6}} = 1271155,673$$

ii. En application de la relation (4.15), le diamètre de la conduite est égal à :

$$\begin{aligned}D &= 1,35 \bar{D} \left[-\log \left(\frac{\varepsilon / \bar{D}}{4,75 \varphi(\eta)} + \frac{8,5}{\bar{R}_p [\varphi(\eta)]^{3/2}} \right) \right]^{-0,4} \\ &= 1,35 \times 2,579204314 \\ &\quad \times \left[-\log \left(\frac{10^{-3} / 2,579204314}{4,75 \times 1,11057682} + \frac{8,5}{1271155,673 \times 1,11057682^{3/2}} \right) \right]^{-0,4} \\ &= 1,9799512 m \cong 1,98 m\end{aligned}$$

Adoptons alors le diamètre :

$$D = 2 m$$

iii. Pour ce diamètre, le nombre de Reynolds R_p est, en vertu de la relation (4.21) :

$$R_p = 4\sqrt{2} \frac{\sqrt{g i D^3}}{\nu} = 4 \times \sqrt{2} \times \frac{\sqrt{9,81 \times 3 \cdot 10^{-4} \times 2^3}}{10^{-6}} = 867990,783$$

Le débit volume maximal Q_{\max} est, selon la relation (4.20) :

$$\begin{aligned}Q_{\max} &= -2,332 \sqrt{g i D^5} \log \left(\frac{\varepsilon / D}{4,28} + \frac{8,07}{R_p} \right) \\ &= -2,332 \times \sqrt{9,81 \times 3 \cdot 10^{-4} \times 2^5} \times \log \left(\frac{10^{-3} / 2}{4,28} + \frac{8,07}{867990,783} \right) \\ &= 2,79046163 m^3 / s \cong 2,79 m^3 / s\end{aligned}$$

La profondeur normale y_n recherchée est, en application de la relation (4.22) :

$$\begin{aligned} y_n &= \frac{11}{5\pi} D \sin^{-1} \left[0,953 \left(\frac{Q}{Q_{\max.}} \right)^{0,495} \right] \\ &= \frac{11}{5 \times \pi} \times 2 \times \sin^{-1} \left[0,953 \times \left(\frac{1,7}{2,79046163} \right)^{0,495} \right] = 1,17866169 \text{ m} \cong 1,18 \text{ m} \end{aligned}$$

Pour le diamètre $D = 2 \text{ m}$, le taux de remplissage η serait égal à :

$$\eta = y_n / D = 1,17866169 / 2 = 0,58933 \cong 0,59$$

- iv. Déterminons la vitesse moyenne V de l'écoulement, après avoir calculé l'aire de la section mouillée A par la relation (4.27). Pour le taux de remplissage $\eta = 0,59$, les fonctions $\sigma(\eta)$ et $\varphi(\eta)$ prennent respectivement la valeur :

$$\sigma(\eta) = \cos^{-1}(1 - 2\eta) = \cos^{-1}(1 - 2 \times 0,59) = 1,75178278$$

$$\begin{aligned} \varphi(\eta) &= 1 - \frac{2(1 - 2\eta) \sqrt{\eta(1 - \eta)}}{\cos^{-1}(1 - 2\eta)} = 1 - \frac{2 \times (1 - 2 \times 0,59) \times \sqrt{0,59 \times (1 - 0,59)}}{1,75178278} \\ &= 1,10107417 \end{aligned}$$

L'aire de la section mouillée A est par suite :

$$A = \frac{D^2}{4} \sigma(\eta) \varphi(\eta) = \frac{2^2}{4} \times 1,75178278 \times 1,10107417 = 1,92884277 \text{ m}^2$$

La vitesse moyenne V est donc :

$$V = Q / A = 1,7 / 1,92884277 = 0,88135748 \text{ m/s} \cong 0,88 \text{ m/s}$$

La vitesse V ainsi calculée est bien supérieure à la vitesse d'auto-curage de $0,2 \text{ m/s}$, imposée à l'énoncé de l'exemple d'application considéré.

- v. Déterminons la vitesse maximale $V_{\max.}$ par la relation (4.25), soit :

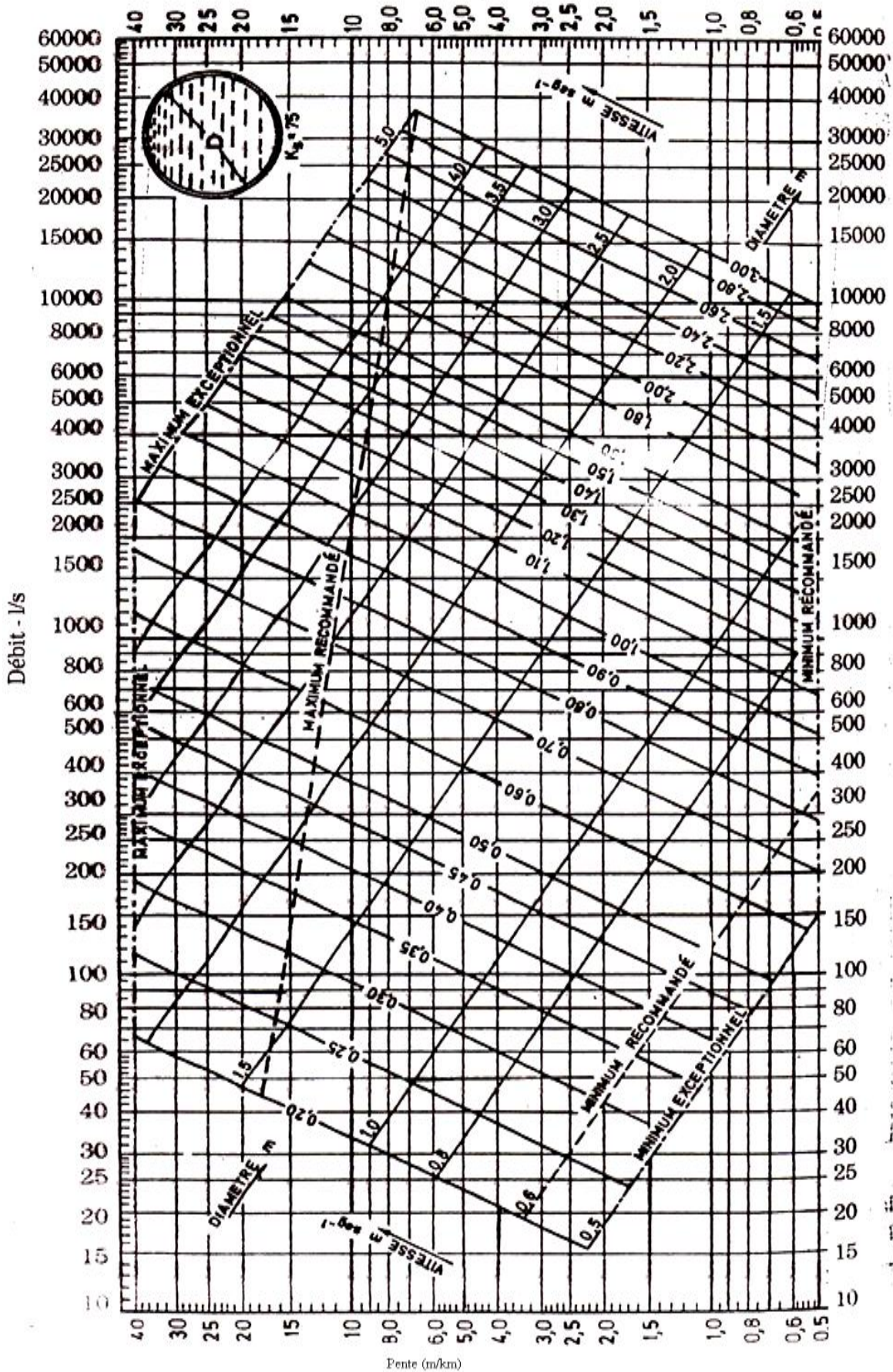
$$\begin{aligned} V_{\max.} &= -3,12 \sqrt{g i D} \log \left(\frac{\varepsilon / D}{4,504} + \frac{7,476}{R_p} \right) \\ &= -3,12 \times \sqrt{9,81 \times 3.10^{-4} \times 2} \times \log \left(\frac{10^{-3} / 2}{4,504} + \frac{7,476}{867990,783} \right) \\ &= 0,93884059 \text{ m/s} \cong 0,94 \text{ m/s} \end{aligned}$$

La vitesse $V_{\max.}$ ainsi calculée est bien inférieure à la vitesse admissible indiquée dans l'énoncé de l'exemple d'application considéré.

V. Conclusion

Ce chapitre s'est intéressé au calcul hydraulique d'un réseau d'assainissement qui mène à son dimensionnement et à la vérification des conditions de l'écoulement qui y évolue. Deux approches ont été alors présentées à cette fin. La première approche a consisté à faire le dimensionnement par la méthode classique en utilisant des abaques préparés principalement sur la base de la formule de *Chézy* sous l'hypothèse d'un régime turbulent rugueux. Le calcul par cette méthode graphique rend la tâche difficile et fastidieuse. La deuxième approche est une démarche analytique basée sur la méthode du modèle rugueux dite méthode MMR. Cette méthode permet de dimensionner le réseau à travers un calcul simple en utilisant une série de formules explicites applicable à l'ensemble du domaine turbulent à savoir : le domaine turbulent rugueux, le domaine de transition et le domaine pratiquement lisse.

Abaque I



Abaque I (Suite)

Section circulaire entièrement pleine

Débits minimaux d'eaux résiduaires ⁽¹⁾

$$Q_r \leq 1 \text{ l/s}$$

a) Afin d'assurer une vitesse moyenne égale à 0,30 m/s et une profondeur d'eau $h > 0,02$ m.

D m i m/km	0,20	0,25	0,30	0,35	0,40	0,45	0,50	0,60	0,70	0,80	0,90	1,00
0,5			15,9	14,6	13,4	12,7	14,3	15,4	16,5	17,6	18,8	19,6
1,0	6,0	5,7	5,9	6,0	6,7	6,5	6,8	7,5	7,9	8,9	9,4	10,2
2,0	2,5	2,5	2,8	2,8	3,1	3,3	3,5	3,8	4,1	4,5	4,9	5,0
4,0	1,2	1,2	1,4	1,4	1,6	1,6	1,8	2,0	2,1	2,4	2,6	2,8
6,0	0,7	0,8	0,9	1,0	1,0	1,1	1,2	1,3	1,5	1,6	1,7	1,9
8,0	0,5	0,6	0,7	0,7	0,8	0,9	0,9	1,0	1,1	1,2	1,3	1,5
10,0	0,5	0,6	0,7	0,7	0,8	0,8	0,8	0,9	0,9	1,0	1,1	1,3
12,0	0,6	0,6	0,7	0,8	0,8	0,9	0,9	1,0	1,0	1,1	1,2	1,3
14,0	0,6	0,7	0,8	0,8	0,9	0,9	1,0	1,1	1,1	1,2	1,3	1,4
16,0	0,7	0,7	0,8	0,9	0,9	1,0	1,1	1,1	1,2	1,2	1,4	1,5
20,0	0,7	0,8	0,9	1,0	1,0	1,1	1,2	1,3	1,3	1,4	1,5	1,7
25,0	0,8	0,9	1,0	1,1	1,2	1,3	1,3	1,4	1,5	1,6	1,7	
30,0	0,9	1,0	1,1	1,2	1,3	1,4	1,5	1,5	1,6	1,7	1,9	
35,0	1,0	1,1	1,2	1,3	1,4	1,5	1,6	1,7	1,7			
40,0	1,1	1,2	1,3	1,4	1,5	1,6	1,7	1,8	1,8			

b) Afin d'assurer une vitesse moyenne égale à 0,60 m/s et une profondeur d'eau $h > 0,02$ m.

D m i m/km	0,20	0,25	0,30	0,35	0,40	0,45	0,50	0,60	0,70	0,80	0,90	1,00
0,5										186	184	182
1,0						82,4	72,8	72,4	72,1	77,4	81,7	82,5
4,0			29,6	27,4	27,8	28,9	30,4	31,6	32,9	35,3	37,3	39,1
4,0	12,2	11,4	11,8	12,2	12,9	13,0	13,9	14,6	16,4	17,2	18,9	20,0
6,0	6,8	7,0	7,4	7,7	8,2	8,5	9,0	10,0	10,9	11,8	12,6	13,4
8,0	5,0	5,2	5,5	5,7	6,1	6,5	6,9	7,5	8,2	8,8	9,8	10,3
10,0	3,9	4,0	4,3	4,6	4,9	5,2	5,5	6,0	6,5	7,3	7,9	8,6
12,0	3,2	3,3	3,5	3,9	4,1	4,3	4,6	5,0	5,7	6,1	6,7	7,4
14,0	2,7	2,8	3,0	3,3	3,5	3,8	4,0	4,4	4,9	5,4	5,8	6,4
16,0	2,3	2,4	2,7	2,9	3,1	3,3	3,4	3,9	4,3	4,8	5,3	5,6
20,0	1,8	2,0	2,1	2,3	2,4	2,7	2,9	3,2	3,5	3,9	4,2	4,4
25,0	1,4	1,6	1,7	1,9	2,0	2,2	2,3	2,6	2,9	3,1	3,4	
30,0	1,2	1,3	1,4	1,6	1,7	1,8	2,0	2,2	2,4	2,5	2,8	
35,0	1,0	1,2	1,3	1,4	1,5	1,6	1,8	1,9	2,1			
40,0	1,0	1,2	1,3	1,4	1,5	1,6	1,7	1,8	1,8			

Remarque : Les nombres au-dessus du trait horizontal sont déterminés par la condition de vitesse; les nombres au-dessous du trait horizontal sont déterminés par la condition de profondeur d'eau.

(1) Valeurs extraites de "Tabelas Técnicas" Edition de A.E.I.S.T.

Abaque I (Suite et fin)

Section circulaire entièrement pleine

Abaque spécialement adapté aux calculs des réseaux d'égout.

Dans un réseau d'égout unitaire, on doit dimensionner les collecteurs pour le débit maximum Q_M , somme du débit dû aux eaux pluviales Q_P et du débit dû aux eaux résiduaires Q_r .

$$Q_M = Q_P + Q_r$$

Ordinairement, le terme Q_r est très petit vis-à-vis de Q_P , et on a pratiquement $Q_M \approx Q_P$. Dans un réseau unitaire ou d'eaux usées, il faudra toujours vérifier si chaque collecteur est susceptible d'auto-curage avec le seul débit des eaux usées Q_r ; on admet, d'habitude, qu'il faut une vitesse de 0,3 m/s en réseaux séparatifs et de 0,6 m/s en réseaux unitaires; on admet aussi qu'il faut une profondeur d'eau $h \geq 0,02$ m. Lorsqu'il n'est pas ainsi, on augmente la pente des collecteurs, si possible, ou on prévoit des dispositifs automatiques de chasse.

Remarques sur la construction de l'abaque

1) On a admis $K_n = 75$, valable pour des collecteurs bien entretenus. Pour des collecteurs de grand diamètre, avec des parois très lisses et des bons raccordements, les débits pourront être augmentés de 5 %. Pour des collecteurs mal entretenus, cette valeur pourra être diminuée de 10 à 20 % ou même davantage. (Voir la T. 86)

2) Le *maximum recommandé* a été établi de telle façon que, pour chaque pente, le débit écoulé en régime critique est égal à la moitié du débit correspondant à la section pleine.

3) Le *maximum exceptionnel* est limité par la pente ($I \leq 40 \text{ ‰}$) et par la vitesse ($U \leq 5 \text{ m/s}$).

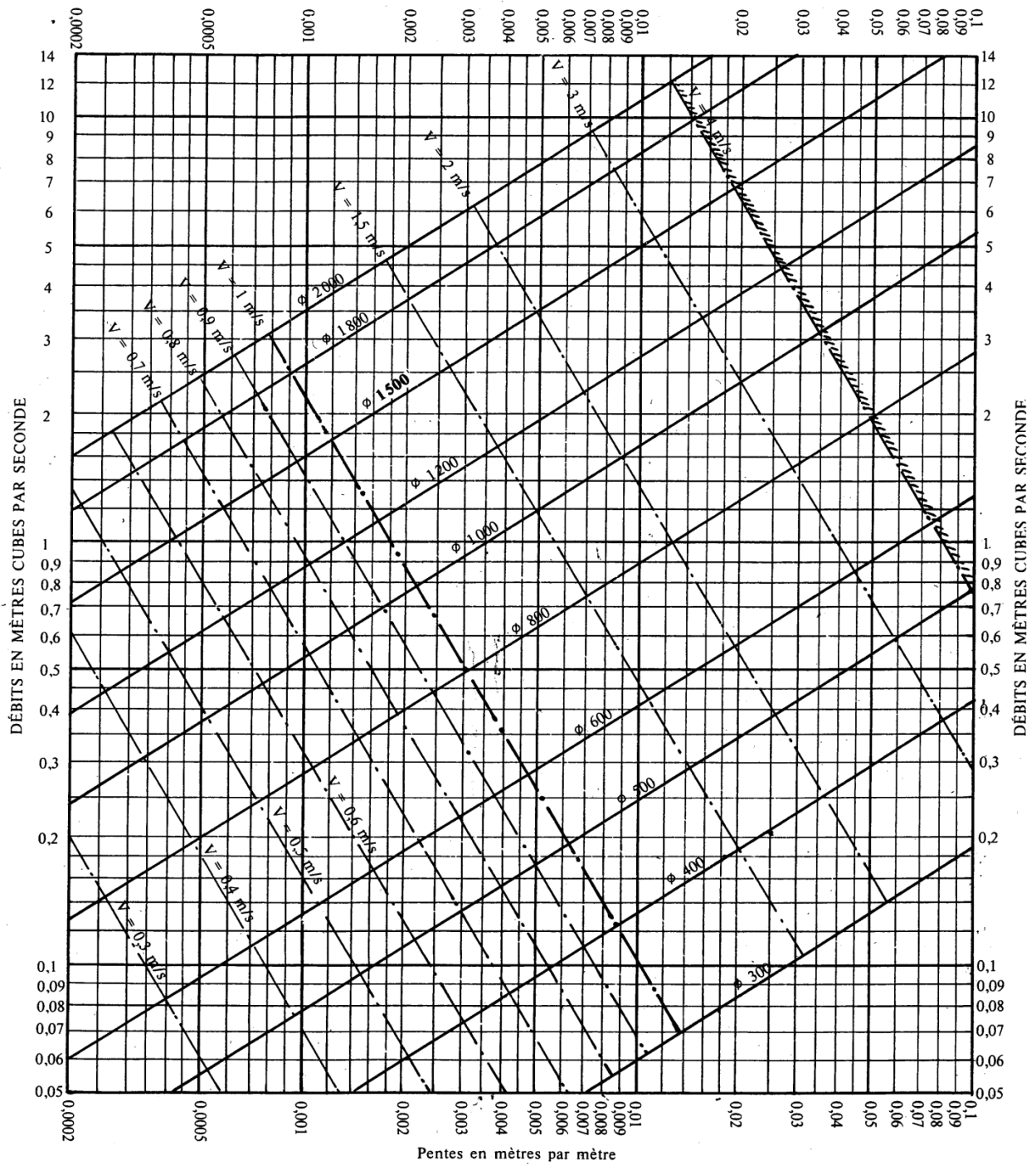
4) Le *minimum recommandé* est limité par la vitesse ($U \geq 0,6 \text{ m/s}$) et par la pente ($I \geq 0,5 \text{ ‰}$).

5) Le *minimum exceptionnel* est limité par la vitesse ($U \geq 0,5 \text{ m/s}$).

Exemple: $Q = 1000 \text{ l/s}$; $I = 6 \text{ ‰}$. L'abaque donne $D = 0,80 \text{ m}$; $U = 2,0 \text{ m/s}$. Dans la table annexe, on obtient: $Q_r = 1,6 \text{ l/s}$ (afin d'assurer, lorsqu'il ne pleut pas, une vitesse minimum égale à 0,3 m/s); ou $Q_r = 11,8 \text{ l/s}$ (afin d'assurer, lorsqu'il ne pleut pas, une vitesse minimum égale à 0,6 m/s).

Abaque II

RÉSEAUX PLUVIAUX EN SYSTÈME UNITAIRE OU SÉPARATIF
(Canalisations circulaires)

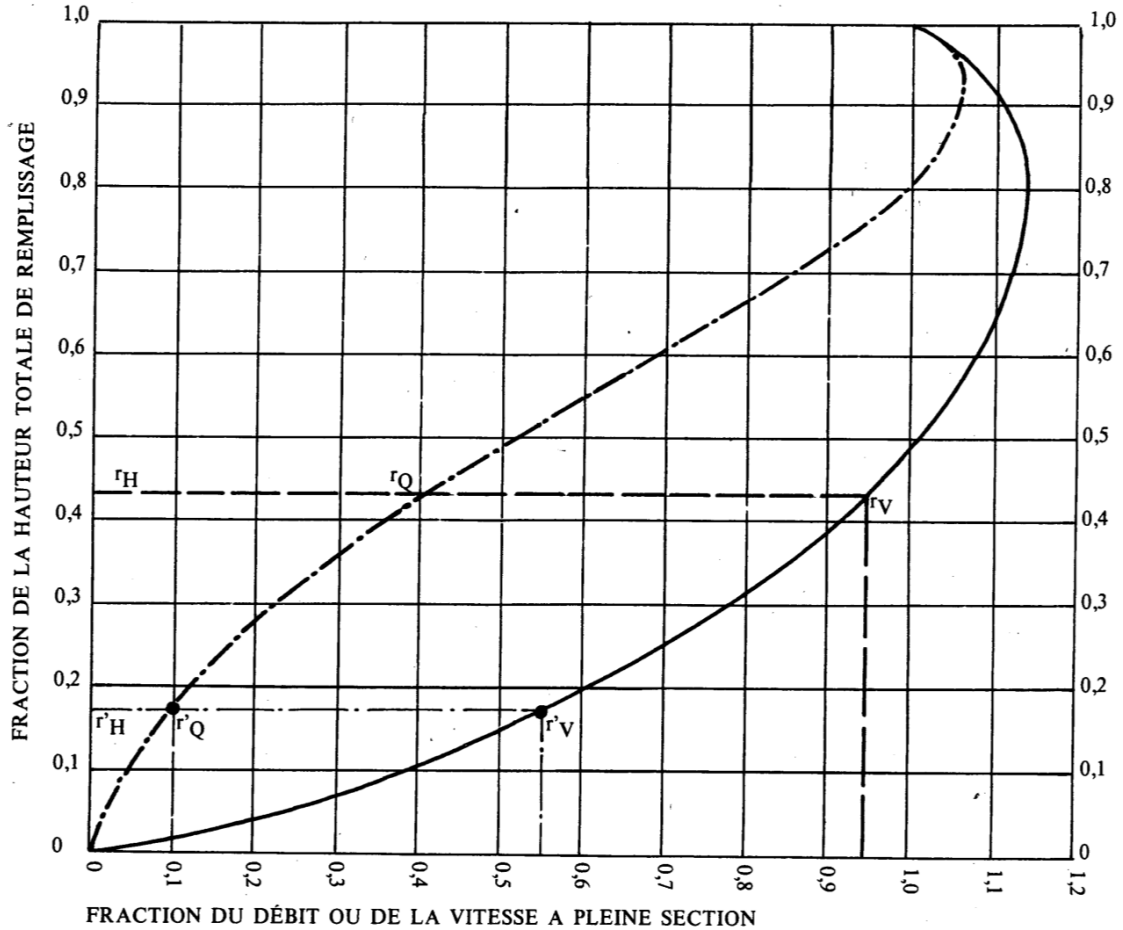


Nota. - La valeur du coefficient de Bazin a été prise égale à 0,46. Lorsque la pose des canalisations aura été particulièrement soignée, et surtout si le réseau est bien entretenu, les débits pourront être majorés de 20 % ($V = 0,30$). A débit égal, les pentes pourront être réduites d'un tiers.

Abaque III

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 $r_H = 0,95$.

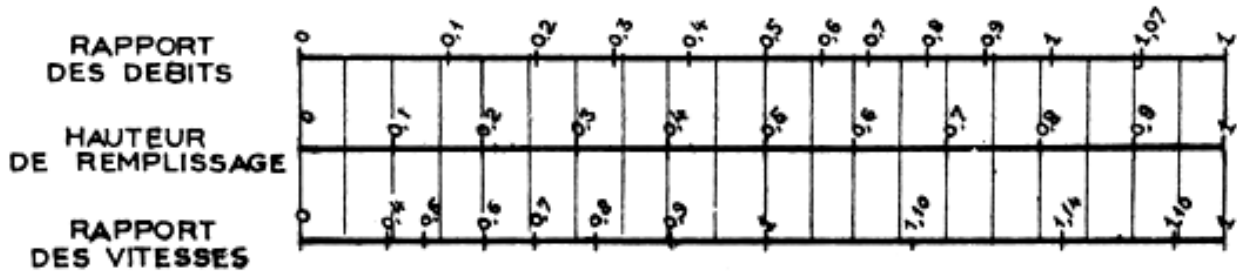
La vitesse maximum ($r_V = 1,14$) est obtenue avec $r_H = 0,80$.

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

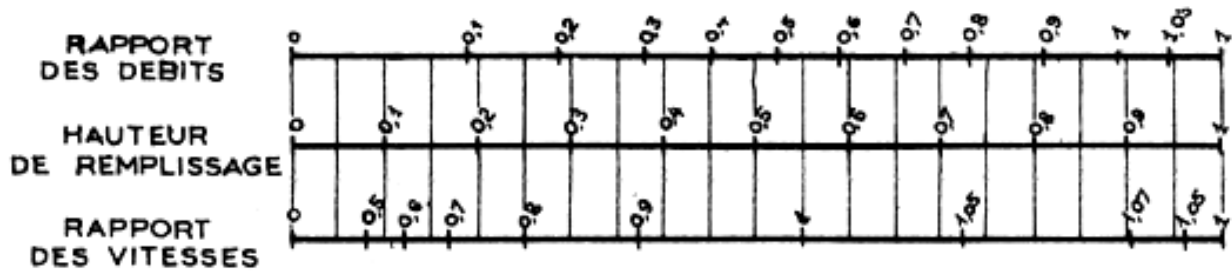
Abaque IV

**VARIATIONS DES DÉBITS ET DES VITESSES
EN FONCTION DE LA HAUTEUR DE REMPLISSAGE**
(d'après la formule de Bazin)

a) Ouvrages circulaires



b) Ouvrages ovoïdes normalisés



Exemple - Pour un ouvrage circulaire rempli aux $3/10$, le débit est les $2/10$ du débit à pleine section et la vitesse de l'eau est les $78/100$ de la vitesse correspondant au débit à pleine section

Chapitre V

Ouvrages annexes du réseau d'assainissement

Chapitre V

Ouvrages annexes du réseau d'assainissement

I. Introduction

En matière d'assainissement, les éléments constitutifs d'un réseau d'égout devront assurer :

- Une évacuation correcte et rapide sans stagnation des eaux de pluie qui peuvent provoquer des inondations ;
- le transport des eaux usées dans des conditions d'hygiène favorables et compatibles avec les exigences de la santé publique et de l'environnement.

Les ouvrages en matière d'assainissement comprennent :

1- Des ouvrages principaux qui correspondent au développement de l'ensemble du réseau jusqu'à l'entrée des effluents dans la station d'épuration.

2- Des ouvrages annexes qui constituent toutes les constructions et les installations ayant pour but de permettre l'exploitation rationnelle et correcte du réseau (Bouches d'égout, regards, déversoirs d'orage, etc.).

En outre, les deux objectifs cités ci-dessus nécessitent un entretien efficace des systèmes de collecte et de traitement et leur maintien en bon état. Pour cela, et dans le souci d'assurer la gestion technique et économique des systèmes d'assainissement, la notion de gestion, maintenance et exploitation et les opérations d'entretien et de contrôle à effectuer sur les ouvrages et les installations du système d'assainissement seront élaborés dans ce chapitre.

II. Les ouvrages principaux

Les ouvrages principaux correspondant aux ouvrages d'évacuation des effluents vers le point de rejet ou vers la station d'épuration comprennent les conduites et les joints.

II.1. Canalisations (Conduites)

Elles se présentent sous plusieurs formes cylindriques préfabriquées en usine, elles sont désignées par leurs diamètres intérieurs exprimés en millimètre, ou ovoïdes préfabriqués désignés par leur hauteur exprimée en centimètre ou des ouvrages visitables.

II.1.1. Types de canalisations

Il existe plusieurs types de conduites qui sont différents suivant leur matériau et leur destination.

II.1.1.1. Conduites en béton non armé

Les tuyaux en béton non armé sont fabriqués mécaniquement par procédé assurant une compacité élevée du béton. La longueur utile ne doit pas dépasser 2,50 m. Ces types de tuyaux ont une rupture brutale. Il est déconseillé d'utiliser les tuyaux non armés pour des canalisations visitables.

II.1.1.2. Conduites en béton armé

Les tuyaux en béton armé sont fabriqués mécaniquement par un procédé assurant une compacité élevée du béton. Les tuyaux comportent deux séries d'armatures, la première est formée des barres droites appelées génératrices, la deuxième est formée des spires en hélice continues. La longueur utile ne doit pas être supérieure à 2 m.

II.1.1.3. Conduites en amiante – ciment

Les tuyaux et pièces de raccord en amiante-ciment se composent d'un mélange de ciment portland et d'amiante en fibre fait en présence d'eau.

Ce genre de tuyaux se fabrique en deux types selon le mode d'assemblage ; à emboîtement ou sans emboîtement avec deux bouts lisses. Les diamètres varient de 60 à 500 mm pour des longueurs variant de 4 à 5 m. Les joints sont exclusivement du type préformé.

II.1.1.4. Conduites en grés

Le grès servant à la fabrication des tuyaux est obtenu à parties égales d'argile et de sable argileux cuits entre 1200° C à 1300° C. Le matériau obtenu est très imperméable. Il est inattaquable aux agents chimiques, sauf l'acide fluorhydrique. L'utilisation de ce genre est recommandée dans les zones industrielles. La longueur minimale est de 1 m.

II.1.1.5. Conduites en polychlorure de vinyle (PVC) non plastifié

Ces tuyaux sont sensibles à l'effet de température au-dessous de 0° C. Ils présentent une certaine sensibilité aux chocs. L'influence de la dilatation est spécialement importante et il doit en être tenu compte au moment de la pose. La longueur minimale est égale à 6 m.

II.1.2. Choix du type de canalisation

Pour faire le choix des différents types de conduites on doit tenir compte :

- Des pentes du terrain ;
- des diamètres utilisés ;
- de la nature du sol traversé ;
- de la nature chimique des eaux usées ;
- des efforts extérieurs dus au remblai.

II.1.3. Les joints des conduites en béton armé

Pour les tuyaux en béton armé, on a différents types des joints à utiliser (Figure 4.1) :

a. Joint type *Rocla*

Ce type de joint assure une très bonne étanchéité pour les eaux transitées et les eaux extérieures. Ce joint est valable pour tous les diamètres.

b. Joint à demi-emboîtement

Avec cordon de bourrage en mortier de ciment, ce joint est utilisé dans les terrains stables. Il y a risque de suintement si la pression est trop élevée. Il est à éviter pour les terrains à forte pente

c. Joint à collet

Le bourrage se fait au mortier de ciment, il n'est utilisé que dans les bons sols à pente faible.

d. Joint torique

Ce joint est utilisé pour les diamètres de 700 à 900 mm et s'adapte pour les sols faibles. Il présente une étanchéité si la pression n'est pas trop élevée.

II.1.4. Différentes actions supportées par la conduite

Les canalisations sont exposées à des actions extérieures et intérieures. Pour cela, ces canalisations doivent être sélectionnées pour lutter contre ces actions qui sont : Les actions mécaniques, les actions statiques et les actions chimiques.

II.1.5. Protection des conduites

Les bétons utilisés pour la fabrication des tuyaux et ouvrages d'assainissement subissent des formes d'agression : Corrosion chimique et abrasion. Pour cela les moyens de lutte peuvent se

résumer comme suit :

- Les temps de rétention des eaux usées dans les canalisations doivent être réduits au maximum.

- L'élimination des dépôts doit s'opérer régulièrement.

- Une bonne aération permet d'éviter les condensations d'humidité sur les parois et de réduire ainsi la teneur en hydrogène sulfuré (H_2S).

- Revêtement intérieur des conduites par du ciment limoneux ou du ciment sulfaté avec un dosage suffisant dans le béton (300 à 350 kg/m^3 de béton).

- Empêcher l'entrée des sables par l'implantation des bouches d'égout.

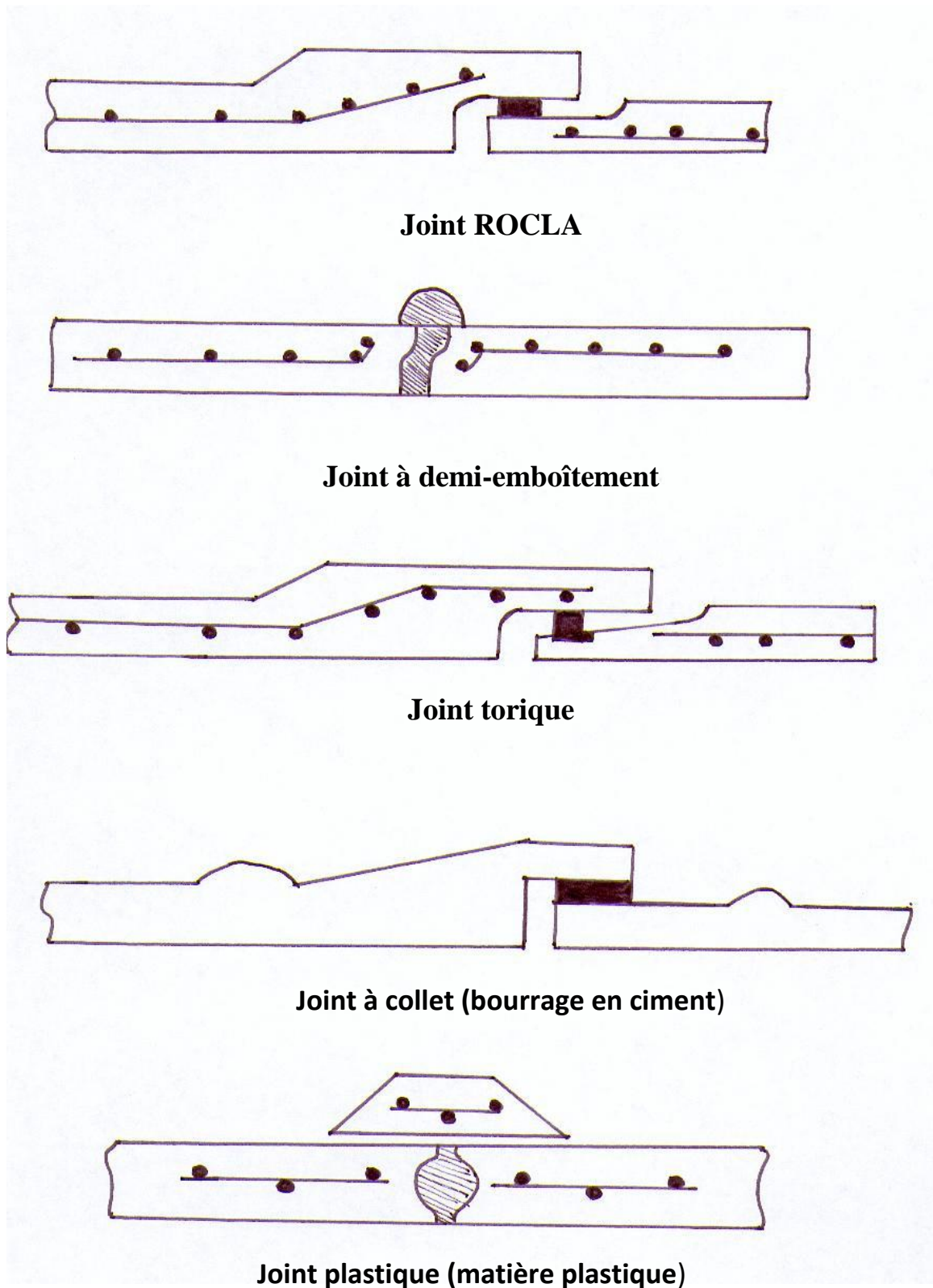


Figure 5.1 : Divers joints sur tuyau en béton armé.

II.1.6. Essais des tuyaux préfabriqués

Avant d'entamer la pose des canalisations, il est obligatoire de faire quelques essais notamment les essais à l'écrasement, essais d'étanchéité et essais de corrosion.

Ces essais sont exécutés sur des tuyaux prélevés au hasard à raison de cinq (05) éléments par lot de 1000 éléments pour les essais à l'écrasement et de dix (10) éléments par lot de 1000 éléments pour les essais d'étanchéité.

II.1.7. Caractéristiques géométriques des conduites en béton armé

Les caractéristiques des tuyaux en béton armé produits couramment par les fabricants sont regroupées dans le tableau 5.1.

Tableau 5.1 : Caractéristiques des tuyaux en béton armé.

Diamètre nominal (mm)	Epaisseur minimales (mm)	Diamètre minimal (mm)	Epaisseurs minimales (mm)
800	66 à 116	2200	157 à 267
1000	66 à 116	2400	173 à 227
1200	71 à 121	2800	204
1400	119 à 146	3000	224 à 297
1600	130 à 158	3200	248
1800	133 à 177	3400	277
2000	141 à 194	-----	-----

II.1.8. Classification des conduites d'égout

Les conduites préfabriquées se répartissent en plusieurs classes qui permettent de connaître leur résistance aux charges une fois qu'on les a installées. En pratique, ces classes sont associées aux profondeurs auxquelles on peut enfouir les conduites.

III. Les ouvrages annexes

Ces ouvrages permettent l'entretien rationnel des collecteurs des réseaux d'égout. Les ouvrages annexes sont considérés selon deux groupes :

- Les ouvrages normaux.
- Les ouvrages spéciaux.

III.1. Les ouvrages normaux

Les ouvrages normaux sont les ouvrages courants indispensables en amont ou sur le long des réseaux. Ils assurent généralement la fonction de recette des effluents ou d'accès au réseau.

III.1.1. Les bouches d'égout

Elles servent à l'absorption de l'eau de surface (Pluviale et de lavage des chaussées). Elles sont utilisées au point bas des caniveaux, soit dans le trottoir (Absorption du côté latéral), soit dans la chaussée (Absorption par le haut).

La distance entre les bouches d'égout est en moyenne de 50 m. Elle peut varier également de 45 à 90 m. La capacité hydraulique maximale d'une bouche d'égout est de 30 l/s. Il faut installer les bouches d'égout aux intersections de rues, juste en amont des passages pour piétons. Le long des bordures et des trottoirs, elles sont réparties uniformément de chaque côté de la rue (Figures 5.2, 5.3, 5.4 et 5.5).

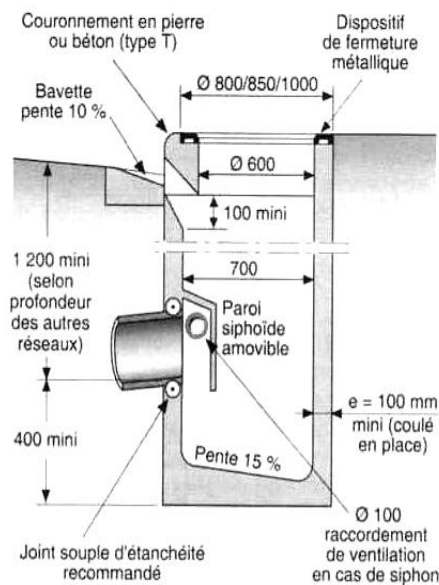


Figure 5.2 : Coupe de bouche d'engouffrement à section rectangulaire de 1 m x 0,70 m, avec décantation, siphon, avec bavette et couronnement en pierre ou en béton.

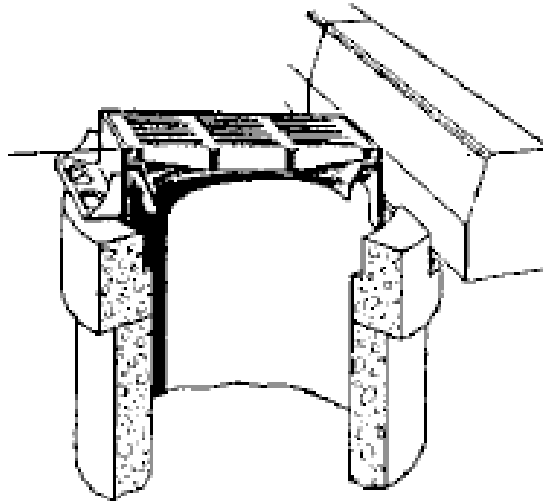


Figure 5.3 : Bouche d'égout.

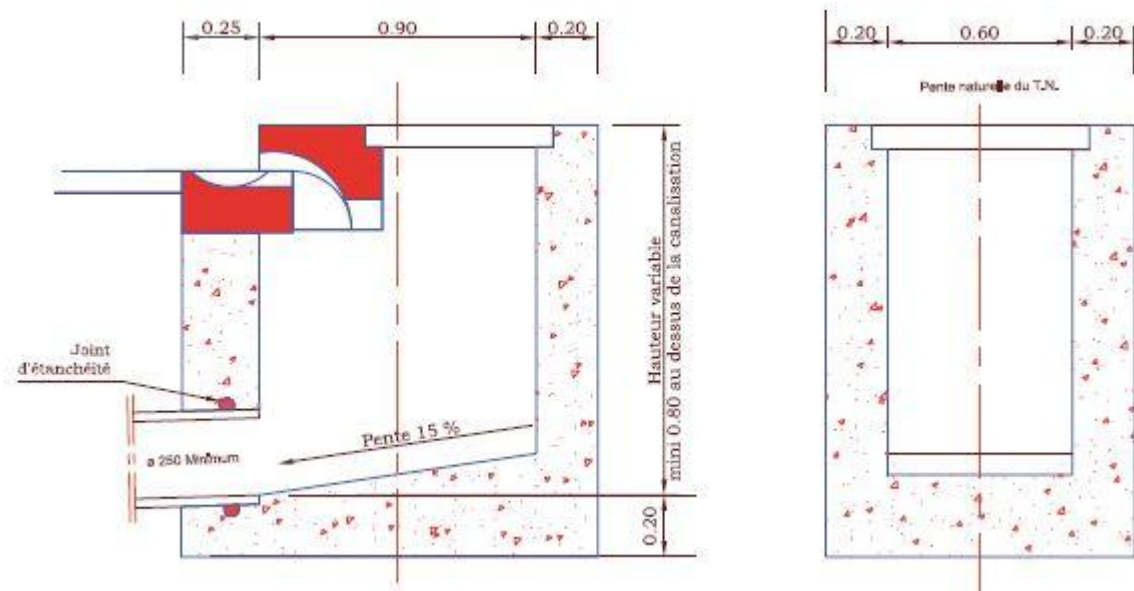


Figure 5.4 : Bouche d'égout : absorption du côté latéral (Bouche à avaloir).



Figure 5.5 : Bouche d'égout : absorption par le haut : Vue en plan (Bouche à grille).

III.1.2. Les caniveaux

Les caniveaux sont des accessoires de la voirie, destinés à recueillir les eaux pluviales ruisselant sur le profil transversal de la chaussée et des trottoirs, et au transport de ces eaux jusqu'aux bouches à avaloir ou bouche à grille.

III.1.3. Les branchements

Ce sont des conduites de diamètres inférieurs au diamètre de la canalisation publique (Environ 7/10) reliant le réseau vertical d'eaux usées et pluviales des immeubles à cette dernière.

Un branchement comprend trois parties essentielles :

- Un regard de façade qui doit être disposé en bordure de la voie publique et au plus près de la façade de la propriété raccordée pour permettre un accès facile aux personnels chargés de l'exploitation et du contrôle de bon fonctionnement.
- Des canalisations de branchement qui sont de préférence raccordées suivant une oblique inclinée à 45° à 60° par rapport à l'axe général du réseau public pour ne pas perturber l'écoulement (Figure 5.6).
- Les dispositifs de raccordement de la canalisation de branchement qui sont liés à la nature et aux dimensions du réseau public. Pour les conduites d'égout de petits diamètres, on recourt à des tés préfabriqués.

Le tracé de la conduite de branchement doit avoir une pente d'environ 3 % pour favoriser un écoulement avec rinçage interne de la conduite.

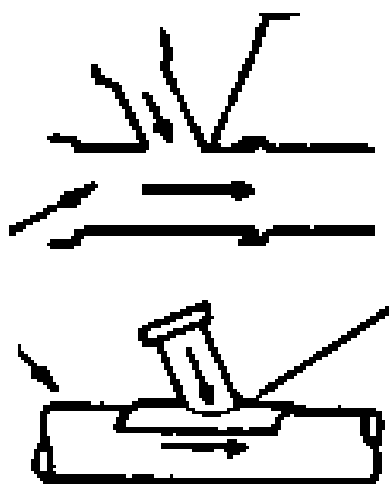


Figure 5.6 : Point de raccordement avec inclinaison.

Le diamètre minimal des branchements est en général de 150 mm. On utilise de plus en plus des conduites de 150 mm de diamètre pour le branchement des bouches d'égout.

III.1.4. Les regards

Les regards sont les ouvrages d'accès au réseau. Ils permettent au personnel d'assurer l'entretien et la surveillance, ils assurent aussi l'aération du réseau. Les regards d'égout facilitent l'évacuation de gaz, parfois nauséabonds, toxiques et explosifs. On peut avoir plusieurs types à savoir :

1. Regards de visite

On prévoit les regards de visite pour pouvoir effectuer l'entretien et le curage régulier des canalisations.

2. Regards de jonction

Ces regards forment le point d'unification (Nœud) de deux collecteurs de même diamètre ou non.

3. Regards doubles

Ce type de regards est utilisé pour le système séparatif. Nous devons prendre la précaution à ce que la conduite d'eau pluviale doit être à niveau supérieur à celui de la conduite des eaux usées. Ceci facilitera le passage des branchements au niveau de la 2^{ème} conduite, et évitera la contamination. Il est préférable que cet ouvrage soit visitable.

4. Regard latéral

Utiliser en cas d'encombrement du *V.B.D* ou collecteurs de diamètre important.

5. Regards de chute

Les regards de chute sont utilisés dans le cas des terrains accidentés. Ils servent à créer un décrochement dans le profil en long du collecteur. On installe alors un regard à chute (Figure 5.9) lorsque le radier de la conduite qui achemine les eaux usées vers le regard d'égout est situé à plus de 600 mm de la couronne de la conduite qui les évacue. Si la hauteur totale du regard atteint 6 m, on doit installer un palier de sécurité formé de deux grilles.

6. Schémas

Voir figures 5.7 à 5.13.

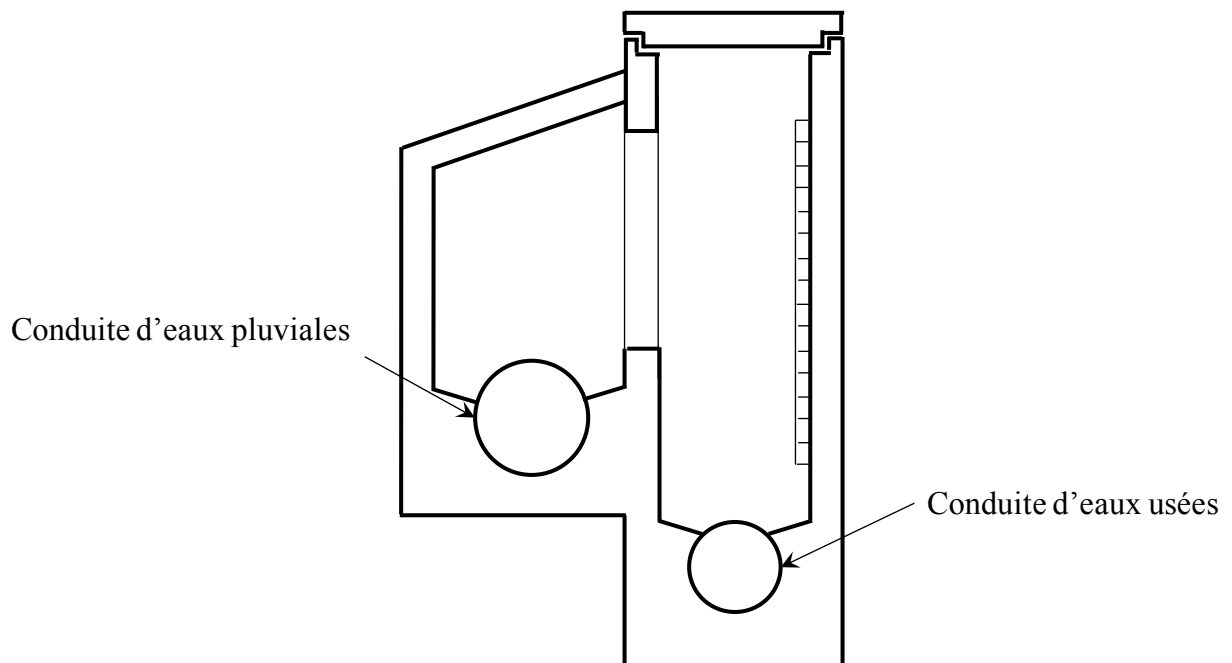


Figure 5.7 : Regard de visite double (Salah, 1993).

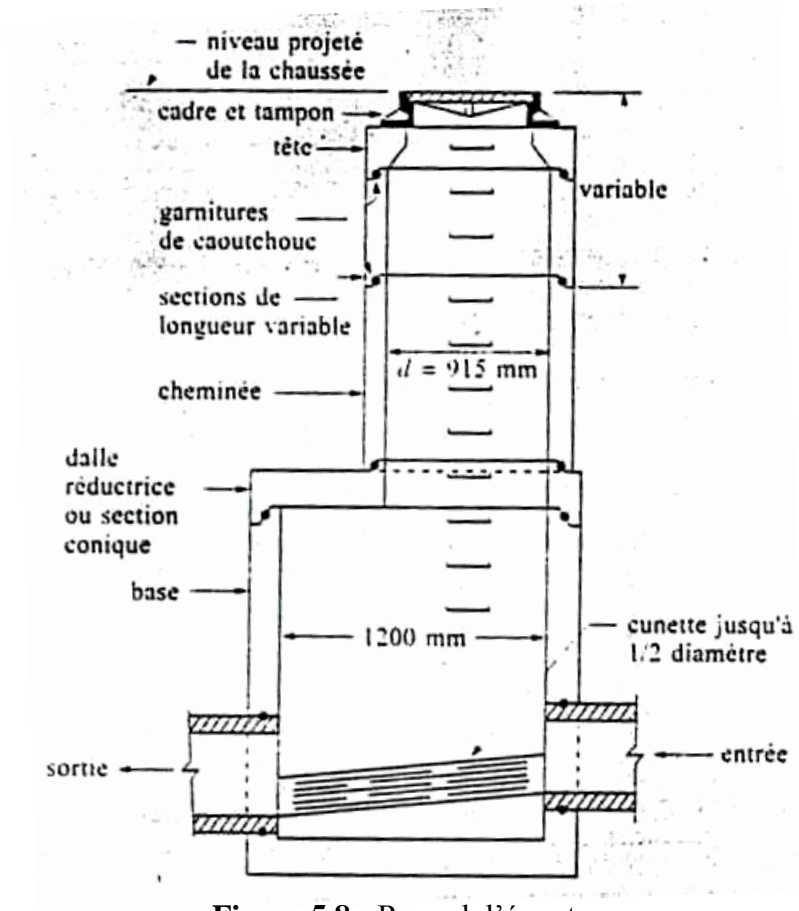


Figure 5.8 : Regard d'égout.

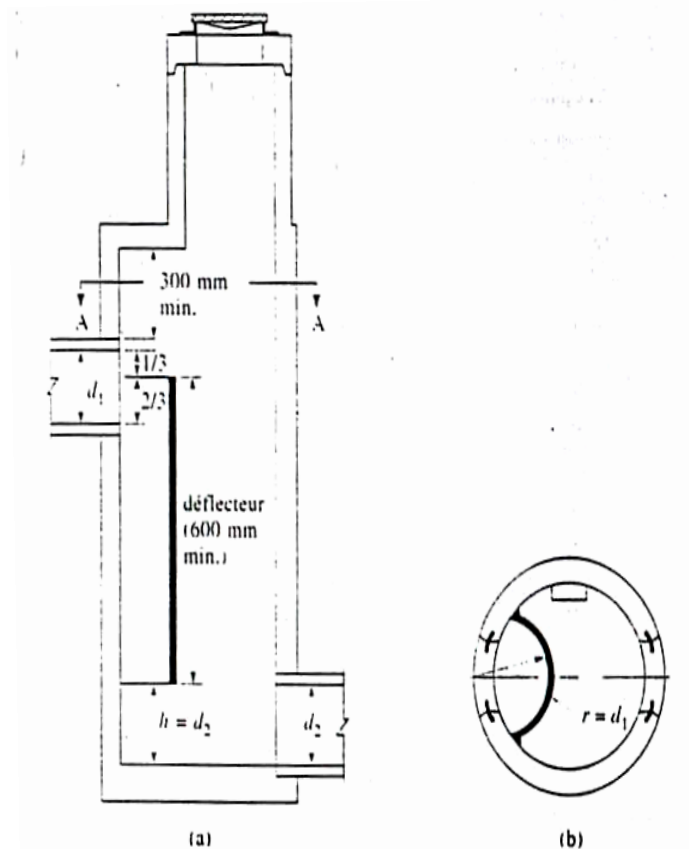


Figure 5.9 : Regard à chute : a) coupe verticale ; b) coupe A-A.

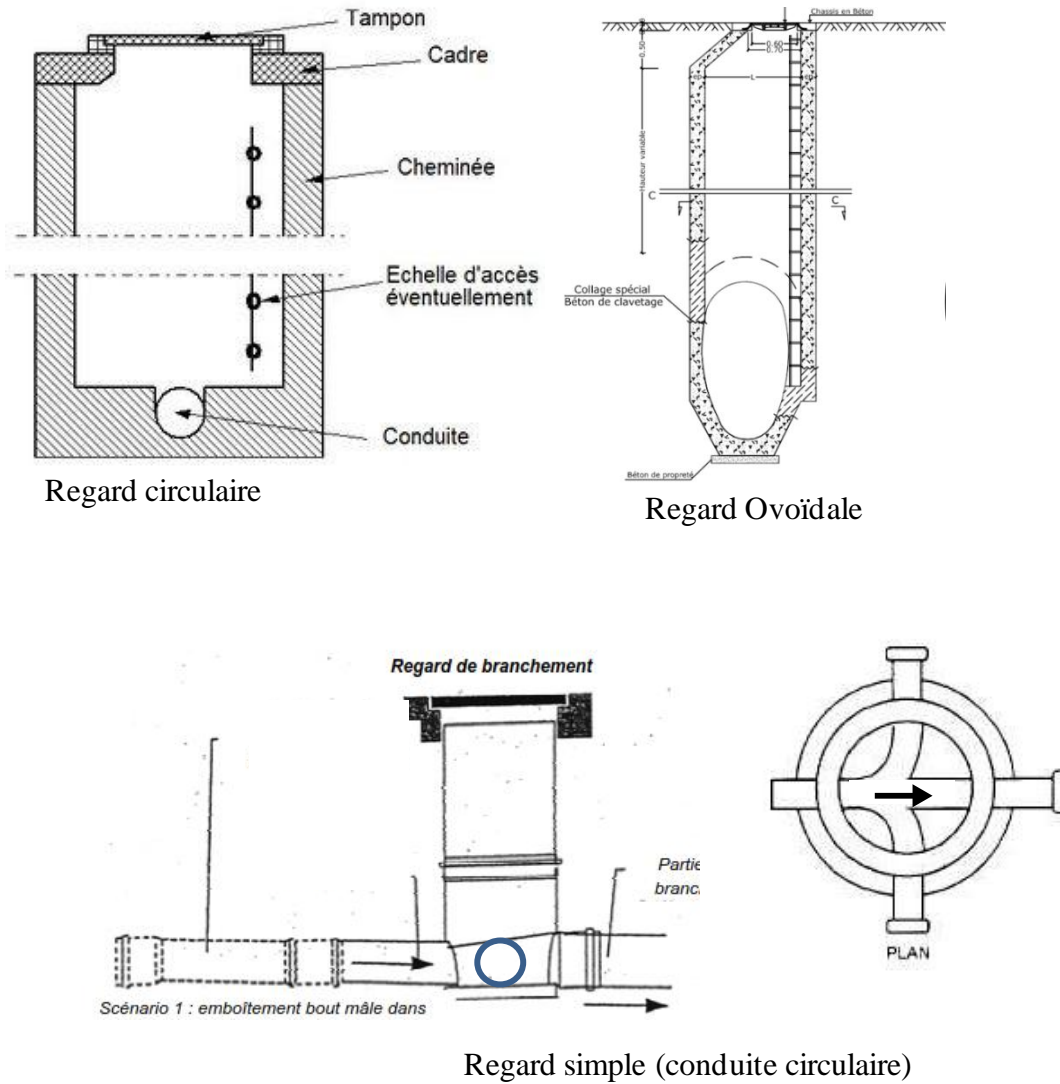
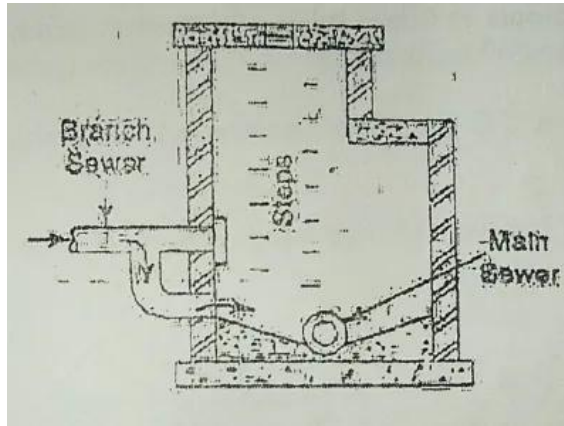
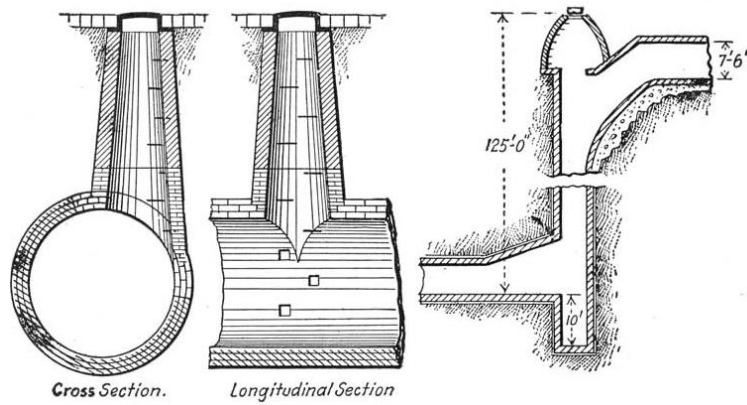


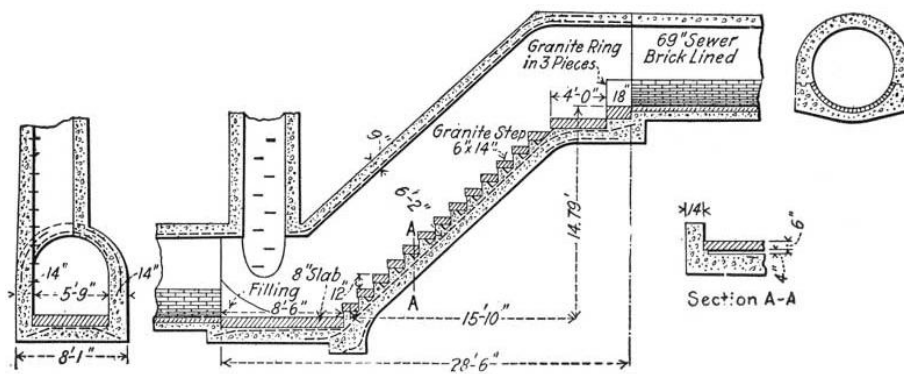
Figure 5.10 : Regards de visite.



Pour différence de niveau faible



Pour différence de niveau moyen



Pour différence de niveau élevé

Figure 5.11 : Regards de jonction.

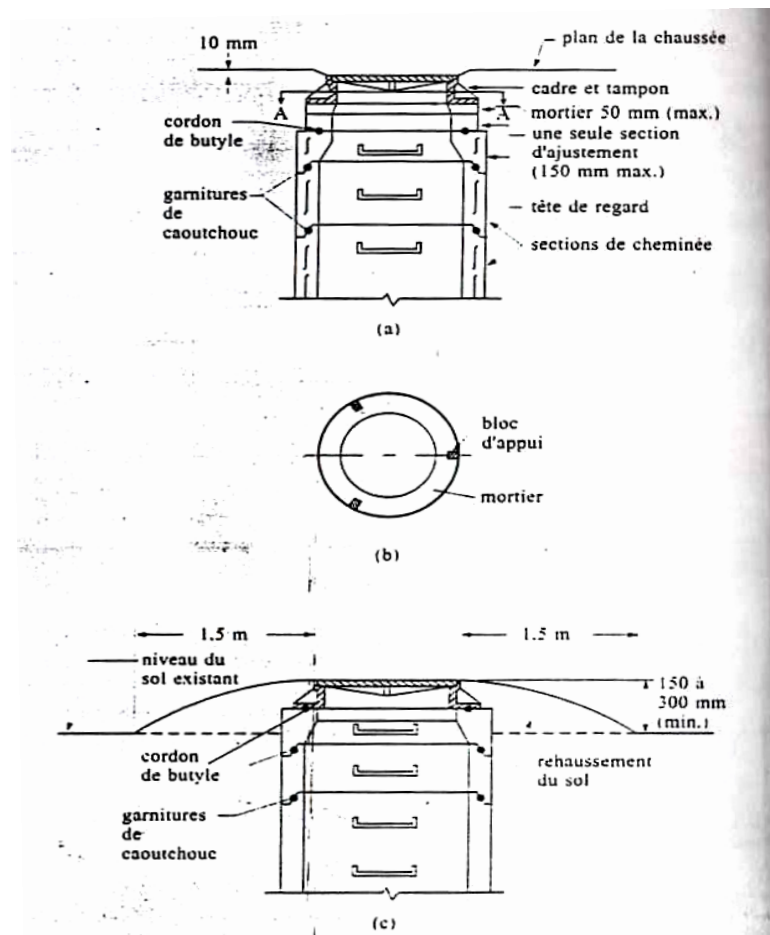


Figure 5.12 : Ajustement du cadre (Collet) et du tampon (Couvercle) d'un regard.
 a) dans une chaussée ; b) coupe A-A ; c) à l'extérieur d'une chaussée.

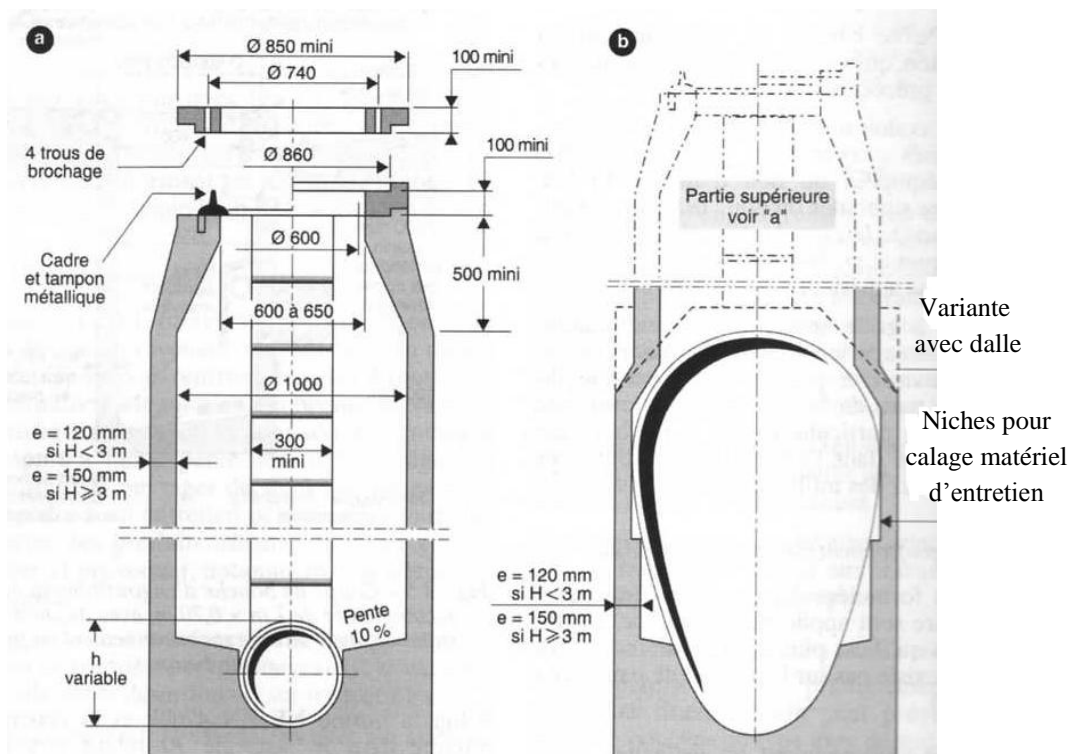


Figure 5.13 : Regards de visite à section circulaire de 1 m de diamètre : a) sur tuyau de diamètre inférieur ou égal à 0,8 m ; b) centré sur l'axe de la canalisation principale de type ovoïde.

III.2. Les ouvrages spéciaux

III.2.1. Les déversoirs d'orage

En hydraulique urbaine, un déversoir est un dispositif dont la fonction essentielle est d'évacuer les pointes exceptionnelles des débits d'orage vers le milieu récepteur. C'est donc un ouvrage destiné à décharger le réseau d'une certaine quantité d'eaux pluviales, de manière à réagir sur l'économie d'un projet en réduisant les dimensions du réseau aval (Figure 5.14).

On distingue (Mokadem, 2020) :

- Déversoir à seuil frontal.
- Déversoir à seuil latéral.
- Déversoir à double seuil latéral.
- Déversoir à orifice.
- Déversoir circulaire.
- Déversoir siphonoïde.
- Déversoir à vannage.

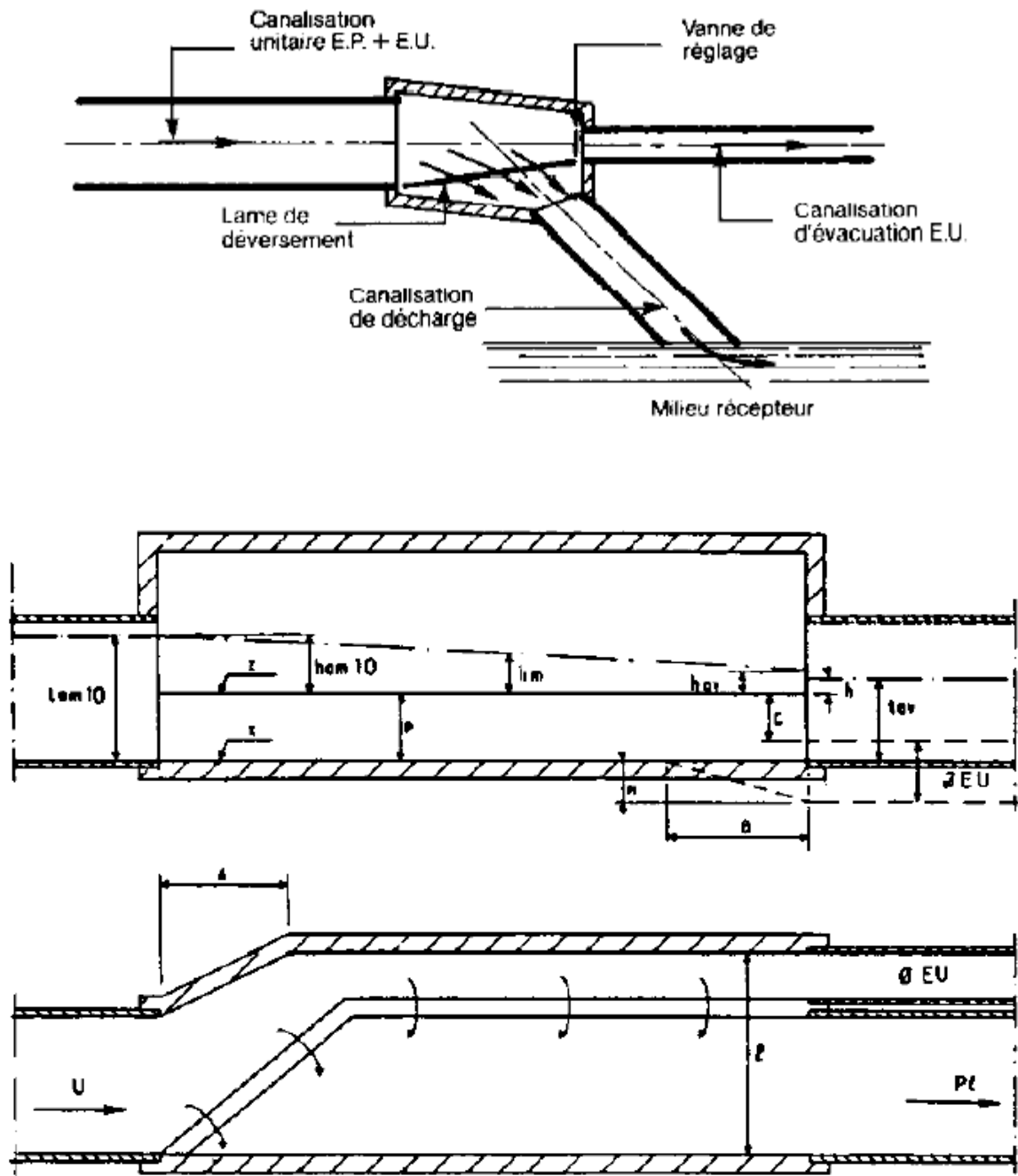


Figure 5.14 : Déversoir d'orage.

III.2.2. Station de pompage (Poste de relèvement des eaux d'égout)

Il n'est pas toujours possible d'évacuer les eaux d'égout en comptant exclusivement sur la gravité. Lorsque le cas se présente, il faut installer un poste de relèvement. Pour les faibles débits, on recourt souvent à des unités préfabriquées qui comprennent un puits (bassin) unique et des pompes submersibles. Pour les plus gros débits, on construit sur place des stations spéciales souvent

constituées de deux (02) puits : un puits mouillé, qui reçoit les eaux d'égout, et un puits sec, où on installe les pompes.

Suivant le cas on distingue (Mokadem, 2020) :

- **Un poste de relèvement** : est destiné à élever les eaux, généralement sur place et sur une faible hauteur, pour permettre à un collecteur devenu trop profond de retrouver un niveau économiquement acceptable.
- **Un poste de refoulement** : a pour objet de faire transiter les effluents sous pression, souvent sur une assez grande longueur ou sur une assez grande hauteur de refoulement pour franchir un obstacle particulier (rivière, relief, etc....) ou pour atteindre une station d'épuration éloignée.

III.2.3. Siphon inversé

La figure 4.14 illustre une structure destinée à faire passer les eaux usées, sans qu'il y ait trop de pertes de charge, sous des dépressions importantes inévitables (rivière, canal, etc.). Le déversoir permet de répartir le débit entre les conduites : lorsque la conduite de petit diamètre coule à plein débit, l'excédent de débit est acheminé vers la conduite de diamètre intermédiaire, puis vers la plus grosse des conduites. La vitesse d'écoulement des eaux dans ces conduites doit être suffisante pour que l'autocurage des conduites ait lieu ; elle doit ainsi être de 1 m/s pour les débits sanitaires (diamètre minimal des conduites de 150 à 200 mm) et de 1,5 m/s pour les débits unitaires et pluviaux (diamètre minimal des conduites de 300 mm). Les conduites coulent sous pression et la dénivellation entre l'entrée et la sortie du siphon se calcule en fonction des pertes de charge singulières et des pertes dues au frottement (linéaires).

Exemple :

Un siphon inversé est formé d'une conduite unique en béton de 355 mm de diamètre intérieur qui transporte un débit de 200 l/s (Figure 5.15). A quelle hauteur la sortie de ce siphon doit-elle se trouver (cote aval) si son entrée est à 100 m de hauteur (cote amont) et que sa longueur est de 150 m ? Le coefficient de *Manning* n de la conduite est de $0,013 \text{ m}^{-1/3} \cdot \text{s}$.

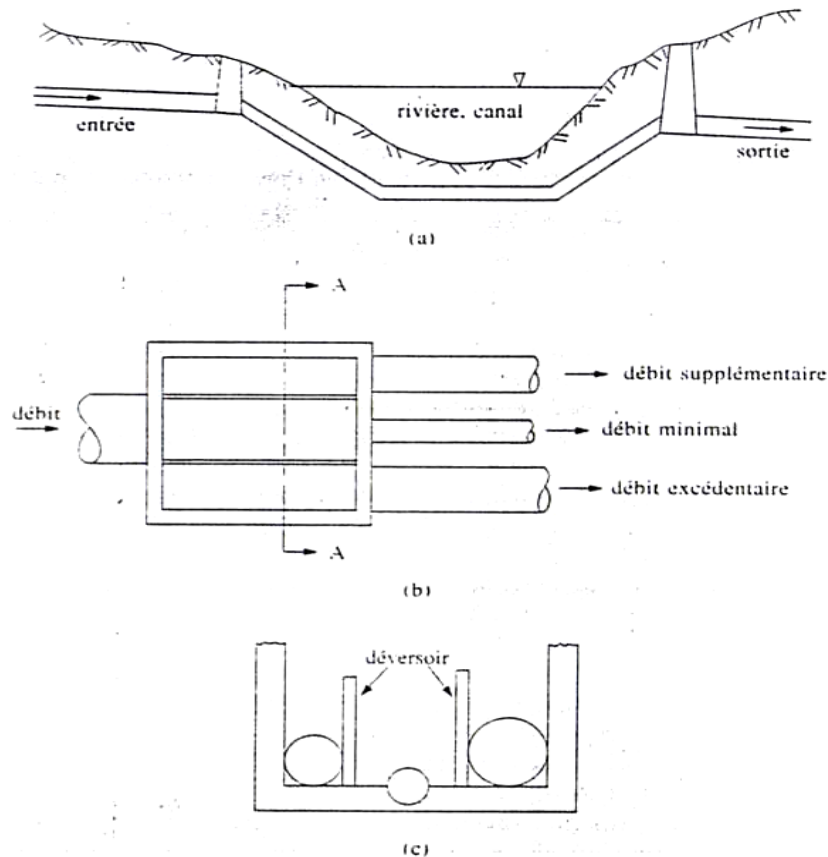


Figure 5.15 : Siphon inversé : a) plan ; b) section verticale ; c) coupe A-A : déversoir d'entrée.

III.2.4. Bassins de retenue des eaux pluviales

Les bassins de retenue ou de rétention peuvent remplir deux (02) rôles fonctionnels :

- s'interposer sur le réseau pour écrêter les pointes de débits, limiter les débordements et dimensionnements des canalisations en aval.
- s'insérer dans le dispositif de traitement des eaux pluviales pour retenir la pollution avant rejet dans le milieu naturel.

III.2.5. Grilles de retenue

Les grilles servent à retenir les matières les plus grossières charriées par l'eau qui pourraient nuire à l'efficacité du traitement. Elles se composent de grilles à barreaux placées en biais dans le canal et sont en fer plat simple ou profilé ou bien en fer rond.

Ces ouvrages sont très efficaces en amont des bassins de dessablement, des déversoirs d'orage et des stations de relevage (Bendida, 2019).

Pour éviter des inondations lors de l'engorgement de la grille par des pluies soudaines ou un manquement est attentif, chaque grille est équipée d'un by-pass (Bendida, 2019).

Les grilles peuvent être fixes ou mobiles. On distingue des grilles verticales et inclinées. L'écartement (e) entre les barreaux de la grille est fonction de la finesse de tamisage qu'on désire obtenir (Bendida, 2019).

III.2.6. Dessableurs

Ce sont des ouvrages qui doivent être placés à l'aval des collecteurs secondaires pour ne pas laisser les sables déboucher dans les collecteurs principaux, pour ne pas éroder les parois et pour éviter les fermentations des éléments végétaux (Bendida, 2019).

Dans les dessableurs, on élimine des eaux usées les matières facilement décantables, le plus souvent du sable (Bendida, 2019).

Les dessableurs sont toujours placés à l'aval des grilles et à l'amont des décanteurs primaires dans les stations d'épuration, au niveau du siphon à point bas ; et à l'amont des déversoirs d'orage (Bendida, 2019).

Il pourra néanmoins être nécessaire de les placer sur le réseau d'assainissement pour la protection des ouvrages contre (Bendida, 2019) :

- Le frottement au niveau des collecteurs et pompes.
- Les pertes en volume utilisables dues aux dépôts qui se forment rapidement.

III.2.7. Bassin de décantation

Son rôle est d'éliminer les matières en suspension ou flottantes des eaux d'égout brutes.

IV. Exploitation et entretien des réseaux d'égouts

IV.1. La connaissance du réseau

La première condition pour une exploitation rationnelle du système d'assainissement est de connaître :

- Le tracé exact de celui-ci.
- Toutes ses caractéristiques hydrauliques (débit, vitesse, etc.).
- Toutes ses caractéristiques topographiques (pente, cote, etc.).

IV.2. Surveillance des réseaux d'assainissement

Toute mise en place d'un système quelconque de surveillance nécessite au préalable l'établissement de la carte d'identité du réseau que l'on désire contrôler.

La surveillance d'un réseau répond à plusieurs objectifs, parmi ceux-ci on cite :

- La sécurité du personnel.

- La maintenance du réseau.
- La protection du milieu urbain et de l'environnement.

IV.3. Les moyens d'exploitation

Dés que l'on parle d'exploitation, on distingue deux cas :

- Celui des ouvrages visitables.
- Celui des ouvrages non visitables.

Par ailleurs, exploiter un égout, c'est le débarrasser de tout ce qui peut entraver son bon fonctionnement. C'est à dire de tout ce qui peut empêcher le transit de l'effluent vers la station d'épuration ou vers le milieu naturel.

IV.3.1. Enlèvement des dépôts

L'ennemie première des réseaux d'assainissement est le dépôt des matières en suspension, surtout, le sable. Le curage peut se faire automatiquement par des regards de chasse, mais ces derniers ont montré leur limite d'utilisation, donc il vaut mieux prévoir des chasses hydrodynamiques ou faire un curage à la main.

IV.3.2. Détection des fuites

Les causes principales des fuites sont :

- Les fissures au niveau des collecteurs ou au niveau des regards.
- Les joints qui ne remplissent plus leur rôle.

IV.3.3. Détection des eaux parasites

Les eaux parasites proviennent des nappes ou du réseau d'alimentation en eaux potable. La détection se fait à la nuit et on reconnaît les eaux parasites par leur clarté.

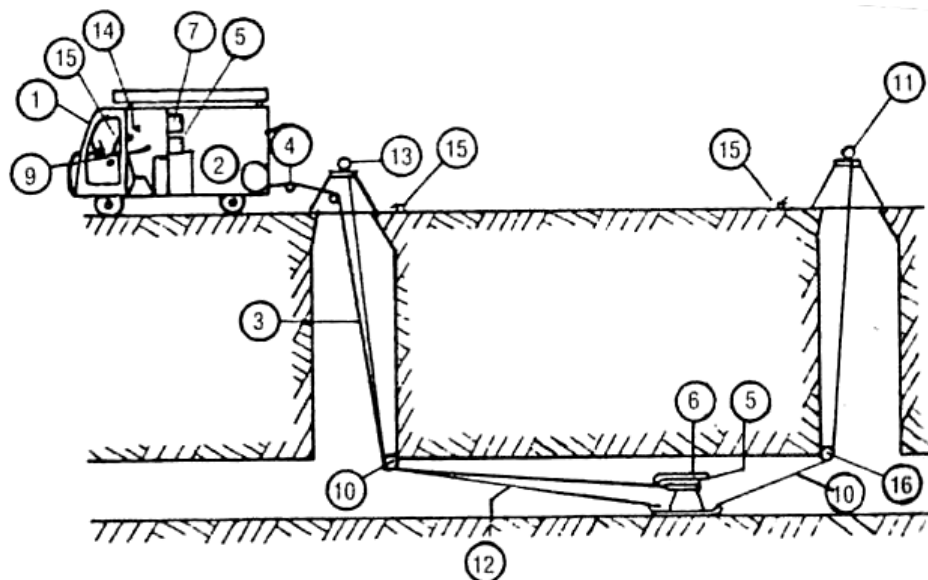
IV.3.4. Rénovation des joints et des conduites défectueuses

Dans la majeure partie des cas lorsqu'on détecte un élément défectueux on le répare, mais l'expérience a montrée qu'il est préférable de le changer. Pour travailler à sec lors de la réparation du réseau on utilise un coussin gonflable qui sert d'obturateur.

IV.3.5. Entretien du réseau par télévision (Figure 5.16)

Le diagnostic des désordres constatés sur les canalisations non visitables est extrêmement difficile. Il est pratiquement impossible d'avoir une vue directe pour examen par source lumineuse

et miroir, sur un tronçon de canalisation entre deux regards espacés de 40 à 50 mètres, lorsque le diamètre est inférieur à 600 millimètres ou lorsqu'une anomalie est décelée au passage d'un engin de curage. On ne peut pas savoir s'il s'agit d'un joint dégradé, d'une fissure, d'un branchement particulier en saillie, d'un dépôt incrustant ou d'un corps étranger. L'inspection des égouts non visitables est possible par l'utilisation des circuits fermés de télévision.



- | | |
|-----------------------------|------------------------------|
| 1 : Camionnette laboratoire | 9 : Poste de commande |
| 2 : Groupe électrogène | 10 : Câble de traction |
| 3 : Câble caméra | 11 : Treuil de traction |
| 4 : Compteur de distances | 12 : Câble de rappel |
| 5 : Caméra sur skis | 13 : Treuil de rappel |
| 6 : Eclairage | 14 : Appareil photographique |
| 7 : Ecran-récepteur | 15 : Interphone |
| 8 : Groupe de contrôle | 16 : Poulies de renvoi |

Figure 5.16 : Schéma de l'équipement pour l'inspection de canalisations par télévision.

IV.3.6. Travaux spécifiques

IV.3.6.1. Désodorisation

Le réseau d'égouts est un milieu favorable à la formation de bactéries qui dégagent des mauvaises odeurs. Pour y remédier il faut bien aérer le réseau ou injecter de l'oxygène liquide.

IV.3.6.2. Lutte contre la corrosion de l' H_2S

Pour les canalisations en béton armé, il faut empêcher la formation de l'acide sulfurique par des moyens hydrauliques ou chimiques.

IV.4. Exploitation du réseau

L'exploitation est la somme des exigences physiques assurant le bon fonctionnement du réseau au profit des usagés et des collectivités. C'est pourquoi la fiabilité de l'ensemble de ces ouvrages et appareillages mécaniques repose sur un certain nombre de conditions et d'actions auxquelles le responsable de cet équipement public doit satisfaire :

- la connaissance complète des objectifs relatifs à l'efficacité des installations, au respect de l'environnement et du milieu récepteur ;
- la compétence technique relative au fonctionnement et à l'aménagement du réseau existant permettant en déduire toute la capacité pour l'extension de l'agglomération provoquée par l'urbanisation ;
- La pratique des travaux d'entretien concernant le réseau, les ouvrages annexes et la conduite souvent délicate des stations d'épuration ;
- La protection du personnel et l'amélioration des conditions de travail ;
- L'obligation de la surveillance et du contrôle des appareillages en vue d'assurer le niveau de qualité exigé par les collectivités avant tout rejet dans le milieu naturel ;
- La nécessité de créer une organisation rationnelle des services (personnel, matériel, véhicules et matière), permettant le fonctionnement de l'équipement public aux moindres coûts, en respectant l'équilibre des dépenses et des recettes sans oublier les économies d'énergie possibles.

On admet que les modalités d'exploitation que l'on vient d'énumérer sont aussi importantes que la conception des équipements et ouvrages d'assainissement.

IV.4.1. Technique d'exploitation du réseau

Le réseau d'assainissement, qui véhicule à faible vitesse des débits de temps sec et de petites pluies nécessite pour qu'il soit protégé des dépôts et de l'encrassement, des opérations de curage.

Les techniques et les moyens susceptibles d'être mis en œuvre sont variables en fonction des contraintes. La plus importante de celles-ci est l'accessibilité à l'intérieur des ouvrages.

On note les interventions périodiques suivantes :

IV.4.1.1. Curage mécanique des égouts visitables

Dans le domaine du curage mécanique des égouts visitables, nous envisagerons successivement les moyens mécaniques avec :

- les ouvrages en eau (ouvrages eaux usées en séparatif ou en unitaire),
- les ouvrages à sec (ouvrage d'eaux pluviales).

IV.4.1.1.1. Curage mécanique en présence d'eau

IV.4.1.1.1.1. Périodicité des travaux de curage

La périodicité du curage est fonction :

- du site où se trouve la bouche d'égout (marchés,) ;
- de l'état de la voirie, trottoirs en gravier ou pas ;
- du type de voie, avec caniveaux ou sans, bordée ou non d'arbres ;
- de la nature du roulage et des transports de produits pouvant se répandre sur la chaussée (sables, graviers,).

IV.4.1.1.1.2. Principe de curage

Le curage s'effectue à l'aide d'une vanne mobile susceptible de se déplacer longitudinalement dans l'égout à nettoyer.

La vanne a une forme semblable à la coupe transversale de l'égout. Cette vanne comporte à sa partie inférieure, au niveau du radier de l'égout, une lumière obturée par une vanne secondaire. On ouvre alors la lumière qui constitue un ajutage de section réglable par lequel s'échappe un jet d'eau tangent au radier de l'égout, la vitesse de l'eau étant proportionnelle à la racine carrée de la dénivelée entre les plans d'eau amont et aval.

Les sédiments sont déplacés vers l'aval à une distance variant de quelques centimètres à quelques dizaines de mètres en fonction de la vitesse de l'eau d'une part, de la granulométrie et de la densité des sédiments d'autre part.

IV.4.1.1.2. Curage mécanique sans présence d'eau

Le curage ne peut être exécuté en utilisant l'énergie de l'eau puisque le débit de temps sec est très insuffisant. Donc on doit extraire cette matière accumulée dans l'égout au moyen des techniques rustiques basées sur les bras, la pelle et la pioche.

IV.4.1.2. Curage des égouts non visitables

IV.4.1.2.1. Procédés manuels de curage

L'entretien réalisé selon ces procédés impose au personnel d'être directement en contact avec l'effluent.

IV.4.1.2.1.1. Chasse d'eau

Ce procédé consiste à réaliser une retenue en amont par obstruction de la canalisation au moyen d'un bâtardeau. L'ouverture rapide de cette retenue crée en aval une chasse qui entraîne une grande partie des dépôts existants.

Ce procédé présente un certain nombre d'inconvénients, parmi lesquels : la mise en charge du réseau qui se répercute sur les branchements particuliers ainsi que le phénomène du dépôt dans la partie amont pendant la retenue.

IV.4.1.2.1.2. Le curage par la boule

IV.4.1.2.1.2.1. La boule flottante

Ce procédé est utilisé pour le curage du siphon, car il est constamment en charge. Une boule en bois dur, d'un diamètre légèrement inférieur au diamètre de la canalisation à curer est introduite par un ouvrage spécial. Cette boule, suit la génératrice supérieure du tuyau et se met en rotation du fait de la poussée amont et de la pression de l'eau sous la boule. Le courant d'eau, ainsi créé, entraîne les dépôts gênants l'avancement de la boule jusqu'à l'ouvrage de sortie qui permettra de la récupérer et d'éliminer les matières entraînées.

IV.4.1.2.1.2.2. La boule roulante

Elle active l'autocurage du collecteur. La boule a un diamètre de l'ordre de 50 cm et comporte des bourrelets en forme de (S). Le lâchage quotidien d'une boule dans les collecteurs entraînée par le courant remet en suspension et entraîne les dépôts.

IV.4.1.2.2. Procédé hydrodynamique

Le curage hydrodynamique est généralement exécuté par des aspiratrices ou par des cureuses hydromécaniques.

IV.4.1.2.2.1. Cureuses hydromécaniques

Ce sont des appareils qui se déplacent de l'amont vers l'aval du collecteur, un jet central désagrège les boues tandis d'autres jets latéraux poussent les boues émulsionnées vers le regard afin d'être aspirées.

IV.4.1.2.2.2. Les aspiratrices

Ces équipements, montés sur châssis camion, se composent d'une cuve d'un volume de 4 à 25 m³ mise en dépression par une pompe à vide, d'un débit variant entre 500 et 1000 m³/h. Les matières

déposées sur le radier de l'ouvrage sont ainsi aspirées par l'intermédiaire d'un tuyau souple raccordé à l'arrière de la cuve.

Les aspiratrices sont principalement utilisées pour le nettoyage des bouches d'engouffrement et des bacs de dessablement.

Elles sont également, utilisées lors du curage des collecteurs visitables, car leur puissance d'aspiration permet d'aller chercher les sables assez loin par allongement des tuyaux d'aspiration.

IV.5. Réhabilitation du réseau

Un réseau d'assainissement est considéré comme inexploitable lorsque les préjudices qu'il cause au milieu naturel ou aux citoyens ne sont plus tolérables. Dans un tel cas on a deux choix : soit le réparer ou le changer. Le remplacement d'un réseau d'assainissement s'avère très coûteux et les travaux de réalisation causent beaucoup plus de désagrément que lors de la réparation. Les travaux de réhabilitation que l'entrepreneur doit entreprendre sont :

- le fraisage des obstacles intérieurs ;
- le tubage intérieur ;
- le gainage intérieur ;
- l'injection de produits colmatant.

IV.5.1. Le fraisage des obstacles

C'est une opération destinée à l'élimination des racines d'arbres qui s'introduisent par les joints. L'opération est effectuée par une brosse circulaire dure qui est actionnée par un mouvement de rotation autour d'un axe horizontal. Le mouvement de rotation est assuré par un moteur électrique.

IV.5.2. L'injection des produits colmatant (Figure 5.17)

Cette technique est utilisée pour les conduites de gros diamètres, elle consiste à projeter par centrifugation une couche de mortier de ciment où résine hypoxydique qui se stabilise à l'état de gel ce qui permet d'obturer tous trous ou fissure.

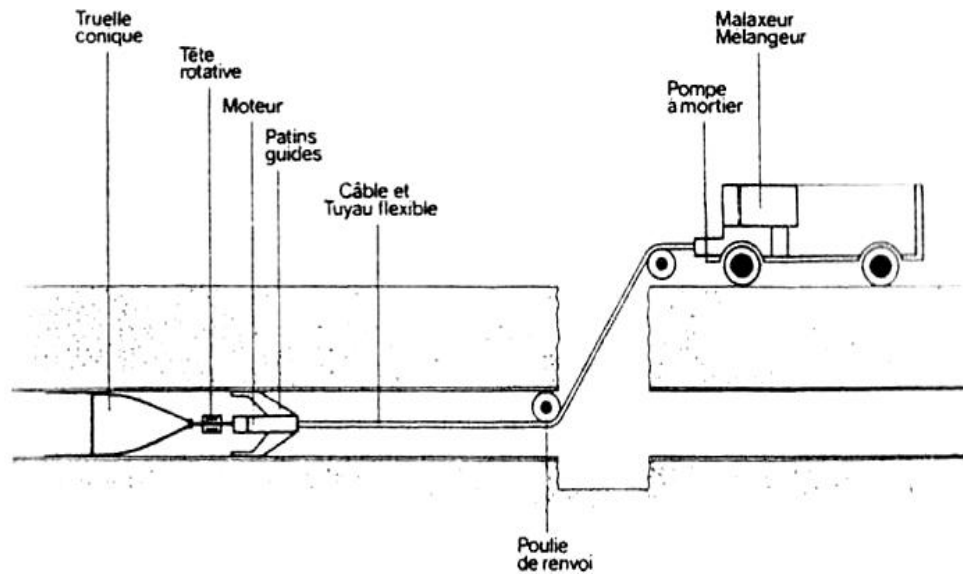


Figure 5.17 : Projection de mortier sur les parois intérieures.

IV.5.3. Le tubage intérieur

On adopte cette technique pour les conduites ayant un diamètre de 1000 mm ou plus. Le principe consiste à placer des tuyaux à l'intérieur de la canalisation. L'assemblage se fait par collage, par emboîtement, par joint caoutchouc ou par thermo-soudage.

IV.5.4. Le gainage intérieur

Ce procédé est utilisé pour les conduites de diamètre allant de 200 mm à 1000 mm. Avant la mise en place de la gaine on procède à une inspection de la canalisation par une caméra TV. On place à l'intérieur de la conduite une gaine qu'on gonfle avec de l'air sous pression (de 0,1 à 0,5 bar).

IV.5.5. Le chemisage extérieur

L'opération est appliquée pour les canalisations traversant des terrains marécageux, ou des soles agressifs. Elle consiste à enrober la canalisation d'une gaine étanche et qui résiste aux attaques chimiques. La gaine est en suite entourée par une couche de sable pour faciliter le drainage des eaux qui se stagnent autour de la conduite.

IV.6. Gestion informatique du réseau

Pour une bonne gestion il n'y a pas mieux qu'une gestion informatisée, mais pour pouvoir la faire il faut une connaissance totale du réseau et son comportement dans différentes situations (temps sec et temps de pluie). La première chose à faire est d'entreprendre une campagne de

mesure pour créer une banque de données qui servira de référence aux événements futurs et pour détecter chaque fonctionnement anormal du réseau. Pour perfectionner ce système on peut placer de capteurs de plusieurs paramètres (débit, vitesse,...etc.), au niveau des points les plus sensibles du réseau, qui seront connectés à des commandes automatiques ou semi-automatiques à distance.

V. Conclusion

Ce chapitre s'est intéressé à la présentation des différents ouvrages constituant un réseau d'assainissement ainsi qu'à l'exposition de la notion d'exploitation et d'entretien des réseaux d'égouts.

Références bibliographiques

Références bibliographiques

ACHOUR, Bachir. *Calcul des conduites et canaux par la MMR, tome I : Conduites et canaux en charge*. LARHYSS, 2007.

ACHOUR, Bachir. *Conduite circulaire en charge et à surface libre, partie II : Ecoulement uniforme à surface libre dans une conduite de forme circulaire, rappel de cours et exemples d'application*. Editions Al-Djazair, 2013.

BELAID, Nebil. *Evaluation des impacts de l'irrigation par les eaux usées traitées sur les plantes et les sols du périmètre irrigué d'El Hajeb-Sfax: salinisation, accumulation et phytoabsorption des éléments métalliques*. Thèse de doctorat. Limoges, 2010.

BENDIDA, Ali. *Polycopié Pédagogique (Cours) Intitulé : "Assainissement"*. Université TAHRI Mohamed, Béchar, 2019.

BOURRIER, Régis, SATIN, Marc, et SELMI, Béchir. *Guide technique de l'assainissement*. Éd. le Moniteur, 2010.

BRIÈRE, François G. *Distribution et collecte des eaux*. Presses inter Polytechnique, 2012.

KENDOUCI, Mohamed Amine. *Etude de risque de pollution des eaux souterraines de la ville de Béchar et valorisation du sable en vue de son utilisation en traitement des eaux usées*. Thèse de doctorat. Université Mohamed Boudiaf des Sciences et de la Technologie-Mohamed Boudiaf d'Oran, 2018.

KERLOC'H, Bruno, et MAELSTAF, Damien. *LE DIMENSIONNEMENT DES RESEAUX D'ASSAINISSEMENT DES AGGLOMERATIONS*, 2014.

MOKADEM, Maamar. *Assainissement Urbain et initiation au logiciel « COVADIS assainissement »*. Université des Sciences et de la Technologies d'Oran, 2020.

OMS. « *L'utilisation des eaux usées en agriculture et aquiculture : recommandation à visées sanitaires* ». Organisation Mondiale de la Santé, Genève, 1989.

RODIER, Jean, *L'Analyse de l'eau - Eaux naturelles, eaux résiduaires, eau de mer*. 8^{ème} Edition. DUNOD, Paris, 2005.

SALAH, Boualem. *Cours d'assainissement*. Ecole Nationale Supérieure de l'Hydraulique (E.N.S.H), Blida, 1993.

SUSCHKA, Jan et FERREIRA, Edson. *Activated sludge respirometric measurements*. Water research, vol. 20, no 2, p. 137-144, 1986.

TOZE, Simon. *PCR and the detection of microbial pathogens in water and wastewater*. Water Research, vol. 33, no 17, p. 3545-3556, 1999.

WETHE, Joseph. *Cours d'assainissement : Volet : Collecte, Evacuation et traitement des eaux usées*. Ecole Inter – États d'Ingénieurs de l'Équipement Rural, 2002.