

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية  
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي  
République Algérienne Démocratique et Populaire  
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique



## Université 08 Mai 1945 Guelma

Faculté des Sciences et de la Technologie  
Département : Génie Civil & Hydraulique

*Polycopié de cours destiné aux étudiants en Licence Hydraulique*

### *Assainissement*



Elaboré par : Dr BOUMAAZA Messaouda (MCA)

2022/2023

## Avant Propos

Ce polycopié répond au canevas ministériel de cours d'Assainissement enseigné en troisième année S6\_Licence LMD. Un système d'assainissement a pour mission l'acheminement des eaux usées et les eaux pluviales en provenance des différents services, vers des infrastructures de traitement de manière à les rejeter, sans danger, dans l'environnement.

Le but de ce polycopié est de permettre à l'étudiant de maîtriser les différentes étapes de conception d'un système d'assainissement urbain. Ce manuel couvre le dimensionnement et le calcul hydraulique des ouvrages d'assainissement urbain.

Le contenu de ce polycopié est compatible avec le programme de formation de la licence hydraulique. Les chapitres s'enchaînent et forment un tout. Il est articulé en cinq parties: Dans le premier chapitre de l'ouvrage, on y trouve les informations indispensables sur les caractéristiques générales des eaux à évacuer. Dans le deuxième chapitre, sont exposés les systèmes d'assainissements suivies des différents schémas d'évacuation des eaux usées. Ensuite, dans le troisième chapitre, l'évaluation des débits d'eaux usées et pluviales à collecter suivi par le calcul hydraulique du réseau d'évacuation des eaux dans le quatrième chapitre. Enfin, le dernier chapitre sera réservé aux ouvrages annexes du réseau d'assainissement.

La rédaction de ce polycopié est le fruit de lecture de nombreux ouvrages classiques et quelques documents électroniques. L'auteur remercie à l'avance les lecteurs qui voudront bien lui faire part des remarques et critiques que leur a inspirés la lecture de ce polycopié et souhaite que ce polycopié constituera un support utile pour nos étudiants, nécessaire pour l'assainissement.

# Table des matières

Avant-propos.....	i
Liste des figures et abréviations.....	ii
Liste des tableaux.....	iii
Introduction.....	1

<b>Chapitre 1 : CARACTERISTIQUES GENERALES DES EAUX A EVACUER</b>		Page
1.1. Introduction.....		2
1.2. Pollution des eaux.....		2
1.2.1. <i>Eaux usées domestiques</i> .....		3
1.2.2. <i>Eaux industrielles</i> .....		4
1.2.3. <i>Eaux de ruissellement</i> .....		5
1.3. Caractéristiques des eaux usées.....		5
1.3.1. <i>Paramètres physico chimiques</i> .....		5
1.3.2. <i>Paramètres microbiologiques</i> .....		9
<b>Chapitre 2 : SYSTEMES ET SCHEMAS D'ASSAINISSEMENTS</b>		
2.1. Introduction.....		11
2.2. Les différents types de système d'évacuation des eaux.....		11
2.2.1. Le système d'évacuation des eaux collectif.....		12
2.2.1.1. <i>Les réseaux unitaires</i> .....		13
2.2.1.2. <i>Les réseaux séparatifs</i> .....		14
2.2.1.3. <i>Les systèmes mixtes (pseudo séparatif)</i> .....		16
2.2.1.4. <i>Les systèmes spéciaux</i> .....		17
2.2.2. Le système d'évacuation d'eau individuel.....		17
2.2.2.1. <i>La technique d'assainissement naturel par les fosses</i> .....		18
2.2.2.2. <i>La technique d'assainissement naturel par les plantes</i> .....		19
2.3. Choix entre les systèmes d'Assainissement.....		20
2.3.1. Le respect des contraintes physiques et environnementales.....		20
2.3.2. Adaptation aux besoins de l'économie et du cadre de vie.....		20
2.3.3. La cohérence par rapport aux règles de l'art et aux ressources humaines disponibles.....		20
2.3.4. Considérations politiques.....		21
2.3.5. Considérations urbanistiques d'avenir.....		21
2.3.6. Optimisation des coûts.....		21
2.4. Facteurs influents sur la conception d'un projet d'assainissement.....		21
2.4.1. Données naturelles.....		21
2.4.2. Caractéristiques de l'agglomération.....		22
2.4.3. Contraintes liées à l'assainissement.....		22
2.5. Schémas d'évacuation des eaux usées.....		22
2.5.1. <i>Schéma perpendiculaire</i> .....		22
2.5.2. <i>Schéma par déplacement latéral</i> .....		23
2.5.3. <i>Schéma à collecteur transversal ou oblique</i> .....		24
2.5.4. <i>Schéma à collecteur étagé</i> .....		24
2.5.5. <i>Schéma type radial</i> .....		25
2.6. Choix d'un schéma d'assainissement.....		25
2.7. Enquête préalable.....		25
2.7.1. <i>Informations relatives à l'urbanisation</i> .....		26

2.7.2. Informations sur les équipements existants .....	26
2.7.3. Informations sur le milieu naturel .....	26
<b>Chapitre 3 : ÉVALUATION DES DEBITS A COLLECTER</b>	
3.1. Introduction.....	28
3.2. Evaluation des débits des eaux usées.....	28
3.2.1. Les eaux usées d'origine domestique .....	29
3.2.2. <i>Eaux des services publics</i> .....	29
3.2.3. <i>Eaux usées industrielles</i> .....	30
3.2.4. <i>Débits d'eaux parasites</i> .....	31
3.2.5. <i>Les débits de temps sec</i> .....	32
3.2.6. Débits maximaux .....	33
3.2.7. <i>Débits minimaux</i> .....	33
3.2.8. <i>Evaluation du débit moyen journalier</i> .....	33
3.2.9. <i>Evaluation du débit de pointe</i> .....	34
3.2.10. <i>Evaluation des débits des eaux usées domestiques pour chaque sous bassin</i> .....	37
3.3. Applications.....	42
3.4. Evaluation des débits d'eaux pluviales.....	45
3.4.1. Méthode rationnelle .....	45
3.4.1.1. <i>Validité De La Méthode Rationnelle</i> .....	46
3.4.1.2. <i>Paramètres utilisés</i> .....	46
3.4.2. <i>Méthode superficielle</i> .....	51
3.4.3. <i>Evaluation de l'allongement d'un bassin et évaluation du coefficient correcteur</i> .....	52
3.4.4. <i>Le débit pluvial corrigé</i> .....	53
3.4.5. <i>Evaluation des paramètres équivalents d'un groupement de bassins</i> .....	53
3.4.6. <i>Validité des formules</i> .....	54
3.5. Méthode de transfert.....	55
3.6. Méthode d'Horton.....	55
3.7. Méthode de SOCOSE.....	55
3.8. Applications.....	57
<b>Chapitre 4 : CALCUL HYDRAULIQUE DU RESEAU D'ASSAINISSEMENT</b>	
4.1. Introduction.....	65
4.2. Conditions d'implantation des réseaux .....	65
4.3. Conception des réseaux d'Assainissement .....	66
4.4. Dimensionnement du réseau d'Assainissement .....	67
4.4.1. <i>Conditions d'écoulement et de dimensionnement</i> .....	67
4.4.2. <i>Formules d'écoulement</i> .....	68
4.4.3. <i>Mode de calcul</i> .....	69
4.4.4. <i>Conditions d'autocurage</i> .....	72
4.4.5. <i>Calcul des réseaux unitaires</i> .....	72
4.4.6. <i>Calcul des réseaux séparatifs</i> .....	73
4.5. Principe de tracé des collecteurs .....	73
4.6. Applications.....	74

<b>Chapitre 5 : OUVRAGES ANNEXES DU RESEAU D'ASSAINISSEMENT</b>	
5.1. Introduction.....	80
5.2. Ouvrages principaux .....	82
5.2.1. <i>Canalisations</i> .....	82
5.2.1.1. Matériau des canalisations .....	82
5.2.1.2. Choix du type de canalisation .....	85
5.2.2. <i>Les joints des conduites en béton</i> .....	85
5.2.3. <i>Différentes actions supportées par la conduite</i> .....	87
5.2.4. <i>Protection des conduites</i> .....	88
5.2.5. Essais des tuyaux préfabriqués .....	89
5.3. Ouvrages annexes .....	90
5.3.1. <i>Ouvrages normaux</i> .....	90
5.3.1.1. Branchements .....	90
5.3.1.2. Fossés .....	91
5.3.1.3. Caniveaux .....	92
5.3.1.4. Bouches d'égout .....	92
5.3.1.5. Regards .....	93
5.3.2. <i>Ouvrages spéciaux</i> .....	95
5.3.2.1. Déversoirs d'orage .....	95
5.3.2.2. Bassins de retenue d'eaux pluviales .....	100

<b>Conclusion</b> .....	102
<b>Références bibliographiques</b> .....	103
<b>Annexes</b> .....	104

## Liste des figures

<b>N° de Figures</b>	<b>Titre</b>
<b>2.1</b>	Les différents modes d'assainissement
<b>2.2</b>	Distribution du potentiel électrique autour d'un colloïde chargé négativement
<b>2.3</b>	Système séparatif
<b>2.4</b>	Système pseudo séparatif
<b>2.5</b>	Assainissement individuel
<b>2.6</b>	Schéma perpendiculaire
<b>2.7</b>	Schéma par déplacement latéral
<b>2.8</b>	Schéma à collecteur transversal ou oblique
<b>2.9</b>	Schéma à collecteur étagé
<b>2.10</b>	Schéma type radial
<b>5.1</b>	Photo d'une conduite en fonte
<b>5.2</b>	Photo d'une conduite en béton non armé
<b>5.3</b>	Photo d'une conduite en béton armé
<b>5.4</b>	Photo d'une conduite en matière plastique
<b>5.5</b>	Différents types de joints
<b>5.6</b>	Branchements
<b>5.7</b>	Caniveaux à grilles
<b>5.8</b>	Bouches d'égouts
<b>5.9</b>	Emplacement des bouches d'égouts
<b>5.10</b>	Regard de visite
<b>5.11</b>	Déversoir d'orage
<b>5.12</b>	Déversoir à seuil frontal
<b>5.13</b>	Déversoir classique à seuil latéral biais
<b>5.14</b>	Coupe schématique d'un bassin de retenue en eau

## Liste des tableaux

<b>N° de</b>	<b>Titre</b>
<b>Tableaux</b>	
<b>3.1</b>	Débits des eaux industrielles
<b>3.2</b>	Détermination des débits de pointe d'eaux usées)
<b>3.3</b>	Dotations des équipements publics
<b>3.4</b>	Evaluation des débits des eaux usées des équipements pour chaque sous bassin
<b>3.5</b>	Coefficient de ruissellement en fonction des catégories d'urbanisation
<b>3.6</b>	Coefficient de ruissellement en fonction des caractéristiques des zones d'influence
<b>3.7</b>	Coefficient de ruissellement en fonction de la densité de la population
<b>3.8</b>	Détermination des débits totaux d'eaux usées
<b>4.1</b>	Coefficients de Manning
<b>4.2</b>	Calcul hydraulique du réseau d'assainissement
<b>5.1</b>	Diamètres des conduites circulaires équivalents aux hauteurs des conduites ovoïdes
<b>5.2</b>	Caractéristiques du tuyau en béton armé

## Introduction générale

L'assainissement a pour objet de veiller à l'évacuation des eaux usées et des eaux pluviales dans de bonnes conditions de manière à prévenir les risques sanitaires, les problèmes de contamination, les inondations et les pollutions des nappes phréatiques, puis de les traiter avant leur évacuation vers le milieu naturel dans des conditions qui répondent aux prescriptions de la réglementation en vigueur relatives à la sécurité sanitaire et au respect de l'environnement.

Un système d'assainissement comprend toutes les phases de récupération, à savoir le transport et le processus d'épuration des eaux usées et des eaux pluviales provenant à la fois des agglomérations, des industries et des propriétés de particuliers, et ce, en amont de leur évacuation vers le milieu récepteur.

L'assainissement des zones urbaines a toujours soulevé des problèmes multiples. Ainsi, pour des raisons de sécurité, les responsables et les techniciens sont de plus en plus contraints de faire face aux enjeux du dimensionnement, du contrôle et de la maîtrise des réseaux d'assainissement.

L'objectif de ce polycopié est de mettre à la disposition des étudiants un outil efficace pour leur permettre de maîtriser la conception, le dimensionnement et le calcul hydraulique des ouvrages d'assainissement urbain. Il est articulé en trois parties:

Ce polycopié pédagogique présente l'ensemble des notions nécessaire à la bonne compréhension des calculs du réseau d'assainissement. Dans le premier chapitre de ce polycopié, seront exposés les caractéristiques générales des eaux à évacuer en premier lieu, puis dans le deuxième chapitre les systèmes d'assainissement et les schémas d'évacuation des eaux.

Dans le troisième chapitre, la méthodologie et les moyens mis en œuvre pour l'évaluation des débits d'eaux usées et pluviales à collecter, sera détaillée. Le quatrième chapitre sera consacré au calcul hydraulique du réseau d'évacuation des eaux. Enfin, le dernier chapitre sera réservé aux ouvrages annexes du réseau d'assainissement.



## CHAPITRE I • CARACTERISTIQUES GENERALES DES EAUX A EVACUER

---

### 1.1. Introduction

Les eaux usées quel que soit leur origine, sont généralement chargées en éléments indésirables, qui selon leur quantité et selon leur composition, représentent un danger réel pour les milieux récepteurs ou leurs utilisateurs. L'élimination de ces éléments toxiques exige de concevoir une chaîne de traitement.

Dans la plupart des pays et en particulier dans les milieux urbanisés, les eaux usées sont collectées et acheminées par un réseau d'égout (appelé aussi réseau d'assainissement), soit dans une station de traitement soit sur un site autonome de traitement.

L'épuration des substances est assurée par des stations d'épuration d'effluents d'eaux usées dans le cas d'habitat collectif. En milieu liquide, l'épuration se fait par les microorganismes qui biodégradent la matière organique contenue dans les eaux usées.

Toutefois, avant de concevoir tout procédé d'épuration, il est impératif de caractériser l'effluent à traiter, qualitativement et quantitativement.

### 1.2. Pollution des eaux

De nombreuses activités humaines peuvent avoir des effets délétères sur nos rivières, lacs, mers et nappes phréatiques. La qualité de l'eau est influencée par des rejets directs, tels que ceux provenant d'une usine ou d'une station d'épuration des eaux usées: il s'agit de la «pollution ponctuelle».

Elle est également influencée par la pollution résultant de diverses sources, telles que les engrais et pesticides utilisés dans les activités agricoles, et les polluants rejetés dans l'air par

l'industrie, qui retombent ensuite au sol et en mer: c'est ce que l'on nomme la «pollution diffuse». La principale source de pollution ponctuelle de l'eau provient du traitement des eaux usées et des eaux d'égout, tandis que la pollution diffuse a pour sources principales l'agriculture et les centrales à combustible fossile (via la pollution de l'air) [1].

Bien que des progrès soient réalisés, une grande partie de la population mondiale n'a pas accès à un assainissement adéquat pour protéger la santé publique. Selon l'Organisation mondiale de la santé, en 2020, 45 % de la population mondiale n'avait pas accès à des services d'assainissement gérés en toute sécurité et 6 % pratiquaient la défécation à l'air libre.

La pollution de la ressource en eau se caractérise par la présence de micro-organismes, de substances chimiques ou encore de déchets industriels. Elle peut concerner les cours d'eau, les nappes d'eau, les eaux saumâtres mais également l'eau de pluie, la rosée, la neige et la glace polaire. Cette pollution peut avoir des origines diverses :

- ↳ **La pollution industrielle** : avec les rejets de produits chimiques comme les hydrocarbures ou le PCB rejetés par les industries ainsi que les eaux évacuées par les usines
- ↳ **La pollution agricole** : avec les déjections animales mais aussi les produits phytosanitaires/pesticides (herbicides, insecticides, fongicides) contenus dans les engrais et utilisés dans l'agriculture. Ils pénètrent alors dans les sols jusqu'à atteindre les eaux souterraines.
- ↳ **La pollution domestique** : avec les eaux usées provenant des toilettes, les produits d'entretien ou cosmétiques (savons de lessives, détergents), les peintures, solvants, huiles de vidanges, hydrocarbures...
- ↳ **La pollution accidentelle** : avec le déversement accidentel de produits toxiques dans le milieu naturel et qui viennent perturber l'écosystème.

### 1.2.1. Eaux usées domestiques

Elles 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 [2].

### I.2.2. Les eaux industrielles

Elles sont très différentes des eaux usées domestiques. Leurs caractéristiques varient d'une industrie à l'autre. En plus de matières organiques, azotées ou phosphorées, elles peuvent contenir :

- des produits toxiques
- des solvants
- des métaux lourds
- des micropolluants organiques
- des hydrocarbures...

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. 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.

Les eaux évacuées par les industries sont :

- Les eaux de fabrication qui dépendent de la nature de l'industrie ;
- Les eaux de lavage des machines ;
- Les eaux de refroidissement qui dépendent du taux de recyclage.

Les usages industriels ont le choix entre trois possibilités :

- Soit déverser leurs effluents directement dans le réseau d'égouts si l'autorisation leur est donnée par la commune ;
- Soit traiter entièrement leurs effluents avant de les rejeter directement dans le milieu naturel récepteur ;
- Soit effectuer un prétraitement en usine avant le rejet dans le réseau d'égouts.

### I.2.3. Les eaux de ruissellement

Les eaux pluviales peuvent être un facteur de la pollution des cours d'eau, notamment pendant les périodes orageuses. L'eau de pluie se charge d'impuretés au contact de l'air polluée par exemple (fumées industrielles). En se ruisselant sur les toits et les chaussées chargés de résidus (huiles de vidange, carburants, résidus de pneus et métaux lourds...).

### I.3. Caractéristiques des eaux usées

Les eaux usées sont principalement composées d'eau et d'autres matériaux qui ne représentent qu'une petite partie des eaux usées, mais peuvent être présents en quantités suffisantes pour mettre en danger la santé publique et l'environnement, donc avant de rejeter les eaux usées dans le milieu naturel, il faut définir des paramètres pour avoir des renseignements sur la composition et les caractéristiques qualitatives et quantitatives des eaux usées et de leurs impacts sur le milieu récepteur.

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 :

#### 1.3.1. Paramètres physico chimiques

Ils sont le résultat de la présence dans un milieu de certaines substances entraînant sa perturbation, avec pour conséquence généralement des changements dans les caractéristiques physiques et chimiques du milieu récepteur. Ces paramètres sont mesurés au niveau des rejets, à l'entrée et à la sortie des stations d'épuration et dans le milieu naturel.

##### 1.3.1.1. La température

La température joue un rôle important en ce qui concerne la solubilité des sels et des gaz. Par ailleurs, la température détermine le taux et la vitesse des réactions de dégradation biochimique. Plus la température est importante, plus les réactions sont rapides. La température des eaux usées influe beaucoup sur l'efficacité du procédé de traitement. Par exemple, la décantation est plus efficace à des températures élevées.

### 1.3.1.2. Potentiel d'Hydrogène (PH)

Le pH (potentiel hydrogène), est le reflet de la concentration d'une eau en ions H<sup>+</sup>. Le pH, indique l'alcalinité des eaux usées, son rôle est capital pour la croissance des microorganismes qui ont généralement un pH optimum variant de 6,5 à 8. Lorsque le pH est inférieur à 5 ou supérieur à 8,5, la croissance des microorganismes est directement affectée. 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.

### 1.3.1.3. Matières en suspension (MES)

On appelle matières en suspension les très fines particules qui sont non dissoute dans l'eau (sable, argile, produits organiques, particules de produits polluant, micro-organismes,...) qui donnent un aspect trouble à l'eau, (turbidité) et s'opposent à la pénétration de la lumière nécessaire à la vie aquatique. En trop grande quantité elles constituent donc une pollution solide des eaux.

### 1.3.1.4. 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 [3].

### 1.3.1.5. 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 :

✚ RS (g/l) = 0,64 x CE (dS/m) lorsque CE < 5 dS/m.

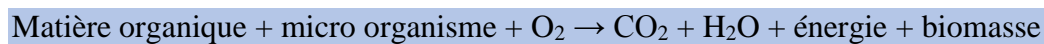
✚ RS (g/l) = 0,80 x CE (dS/m) lorsque CE > 5 dS/m.

### 1.3.1.6. 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.

### 1.3.1.7. La Demande Biochimique en Oxygène (DBO)

DBO est l'un des paramètres les plus importants et utiles indiquant la force organique des eaux usées. La demande biologique en oxygène est, par définition la quantité d'oxygène dissous nécessaire par les systèmes biologiques aérobies naturels dans les eaux usées pour décomposer les matières organiques décomposables dans des conditions définies. Elle est exprimée en mg O<sub>2</sub> /L. Pour mesurer ce paramètre, on prend comme référence la quantité d'oxygène consommé au bout de cinq jours DBO<sub>5</sub> (mg/l) ; c'est la DBO<sub>5</sub>. Elle se résume à la réaction chimique suivante :



### 1.3.1.8. La demande chimique en oxygène (DCO)

Est définie comme la quantité d'un spécifié oxydant qui réagit avec l'échantillon dans des conditions contrôlées. La quantité d'oxydant consommée est exprimé en termes de son oxygène équivalence. Les composants organiques et inorganiques de l'échantillon sont soumis à l'oxydation, mais dans la plupart des cas, le composant organique prédomine. Elle est exprimée en mg O<sub>2</sub> /l. 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.

Vu la simplicité de mesure de DCO et sa précision, il s'est avéré nécessaire de développer des corrélations entre la DBO<sub>5</sub> et la DCO ainsi le rapport DCO/ DBO<sub>5</sub> des eaux usées urbaines est proche de 2.

Le choix du procédé de traitement à adopter dépend de la valeur du coefficient K. Si l'effluent est biodégradable, un traitement biologique est appliqué, dans le cas contraire, un traitement physico-chimique est appliqué. La biodégradabilité est mesurée par un coefficient K, tel que  $K = DCO / DBO_5$  :

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.

#### 1.3.1.9. Les matières azotées

L'azote existe sous plusieurs formes.

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

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.

Les principaux types d'azote sont: l'azote total (NT), azote Total Kejeldahl (NTK), l'ammoniac ( $NH_3$ ), l'azote organique (ORG-N), les nitrates ( $NO_3^-$ ) et nitrites ( $NO_2^-$ ). Les concentrations sont indiquées en mg / L.

Azote Total Kejeldahl (NTK) : c'est la somme de l'azote ammoniacal et d'azote lié organiquement, mais n'inclut pas l'azote des nitrates ou des nitrites.

$$\text{NTK} = \text{NH}_3 + \text{org-N}$$

Azote Total (NT) : est la somme de l'azote des nitrates ( $\text{NO}_3^-$ ), des nitrites ( $\text{NO}_2^-$ ), l'azote ammoniacal ( $\text{NH}_3\text{-N}$ ) et azote lié organiquement.

$$\text{NT} = \text{NTK} + \text{NO}_3^- + \text{NO}_2^-$$

#### 1.3.1.10. Matières phosphatées

- Le phosphore se présente dans les eaux usées en trois fractions :
- Ortho-phosphate inorganique dissous ( $\text{PO}_4^{2-}$ )
- Composés de phosphore organiques dissous
- Phosphore particulaire (lié dans la biomasse ou fixé sur des particules)

Dont la somme donne la teneur totale en phosphore (PT).

#### 1.3.2. Paramètres microbiologiques

La plupart des micro-organismes connus pour les microbiologistes peuvent être trouvés dans les eaux usées :

##### 1.3.2.1. Les protozoaires

Ils sont présents dans les eaux usées à l'état de kystes. la principale forme pathogène pour l'homme est *Entamoebahistolytica*, agent responsable de la dysenterie (mamladie des intestins) amibienne.

##### 1.3.2.2. Les helminthes

Les eaux usées sont susceptibles de véhiculer un grand nombre d'helminthes parasites d'origine humaine ou animale. La plupart des ces parasites sont excrétés dans le milieu extérieur sous forme d'oeufs, éliminés avec les matières fécales, le nombre et la variété des oeufs d'helminthes dans les eaux résiduaires sont liés au niveau d'infestation de la population humaine et /ou animal desservies.



### 1.3.2.3. Virus

Les virus se trouvent dans les eaux résiduaires à des concentrations de l'ordre de milliers d'unités infectieuses par millilitre d'eau. Parmi les infections virales d'origine hydrique, on trouve la poliomyélite, également on peut citer l'hépatite A.

### 1.3.2.4. Les germes témoins de contamination fécale

Une contamination fécale est anormale, elle révèle un problème d'hygiène générale. Il est impossible de rechercher dans les eaux usées la présence systématique de tous les pathogènes. On évalue alors la qualité sanitaire en recherchant la présence de bactéries fécales dites témoins de contamination fécale; parce que cela signifie la présence possible d'un grand nombre de pathogènes transmis par les fèces ou les urines de l'homme et des animaux à sang chaud.

### 1.3.2.5. Les coliformes fécaux

C'est un groupe de bactéries utilisé comme indicateur de contamination fécale. Ces derniers peuvent avoir une origine non strictement fécale : Le sol, les insectes et les plantes peuvent les héberger. Les coliformes totaux sont inclus dans les germes témoins de contamination fécale de deuxième ordre.

### 1.3.2.6. Les streptocoques fécaux

Ces germes colonisent l'intestin de l'homme et des animaux à sang chaud. Leur présence dans le milieu hydrique prouve une pollution d'origine fécale de l'eau. Cependant, on peut trouver aussi des streptocoques fécaux dans le sol, les plantes et les insectes.

## Conclusion

Les eaux usées sont en effet susceptibles de polluer les environnements où elles sont rejetées. La législation exige que les eaux usées soient traitées avant d'être rejetées dans l'environnement, afin que leur impact sur la dégradation de la qualité de l'eau, considérée comme un environnement aquatique naturel, reste aussi réduit que possible.

## CHAPITRE II • SYSTEMES ET SCHEMAS D'ASSAINISSEMENTS

---

### 2.1. Introduction

L'assainissement urbain constitue toutes les techniques qui visent à garantir à la fois l'évacuation de l'ensemble des eaux pluviales et des eaux usées et à assurer leur épuration et leur évacuation en milieu naturel.

### 2.2. Les différents types de système d'évacuation des eaux

On appelle « système d'évacuation des eaux » l'ensemble des dispositifs et des produits utilisés et raccordés entre eux, et ce, afin d'évacuer les eaux de pluie ainsi que les eaux usées d'un bâtiment individuel ou collectif. Le système d'évacuation des eaux vise deux objectifs :

- Permettre dans un premier temps aux habitants de se débarrasser des eaux domestiques une fois qu'elles ne peuvent plus être utilisées ;
- Les traiter dans un second temps pour les dépolluer, et ce, afin qu'une fois déversées dans la nature, elles ne représentent plus aucun danger pour elle.

Selon le zonage où est implantée l'habitation, on procède à l'évacuation des eaux usées domestiques. On distingue deux types de système d'évacuation des eaux usées [4]:

- Le système d'évacuation collectif
- Le système d'évacuation individuel

### 2.2.1. Le système d'évacuation des eaux collectif

Le système d'évacuation des eaux collectif a été mis en place par la commune. Comme son nom l'indique, il est « commun » à toutes les habitations d'un village, d'une ville ou d'un département. Il est obligatoire dans les zones où le réseau communal est présent.

Les systèmes d'évacuation des eaux collectifs ont pour rôle de collecter les eaux en provenance de chaque habitation, et de les évacuer par pression vers une station d'épuration qui va les traiter. Pour remplir leur rôle, ils doivent être reliés aux canalisations de chaque maison, chacune d'elle devant être pourvue de siphon fixé à une conduite d'évacuation. Puis ce réseau doit être relié à une « chute », c'est-à-dire une canalisation à large diamètre.

On peut distinguer deux types de systèmes d'évacuation des eaux collectifs :

- ↳ Réseau unitaire
- ↳ Réseau séparatif ou pseudo séparatif

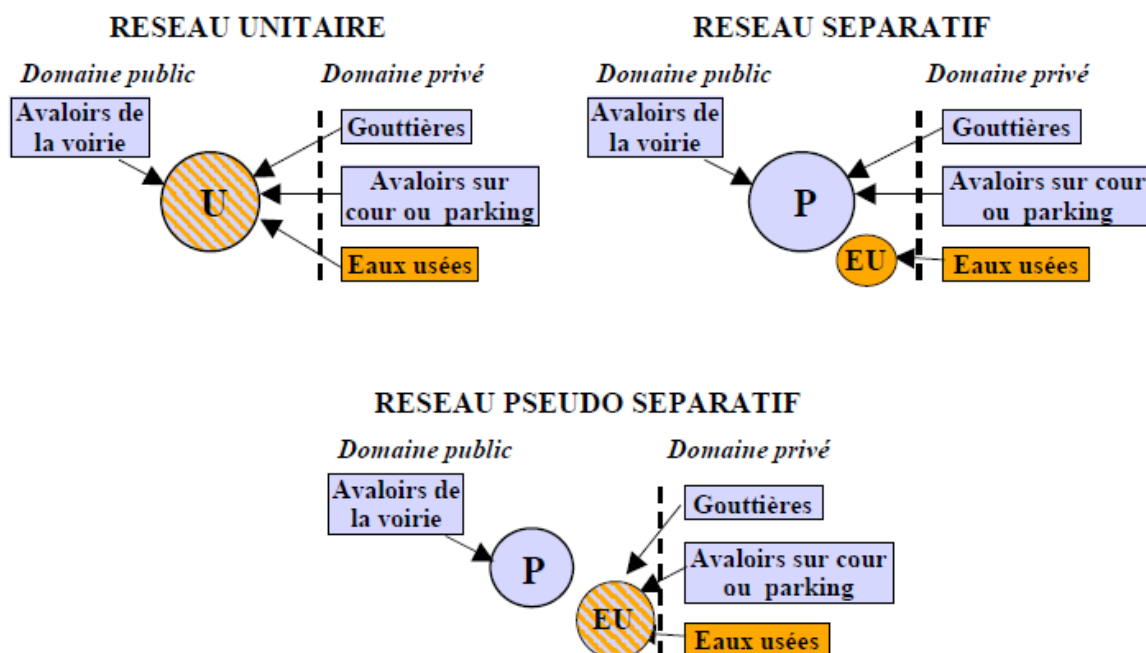
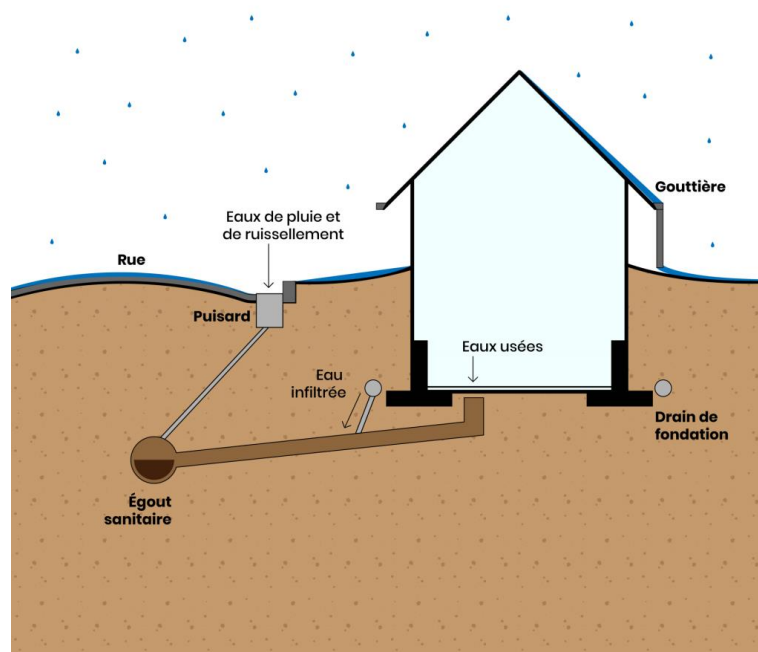


Figure 2.1. Les différents modes d'assainissement

### 2.2.1.1. Les réseaux unitaires

Le système unitaire est l'héritage du (tout à l'égout) né vers 1830 à la suite des épidémies et du mouvement hygiéniste, c'est à dire l'évacuation de l'ensemble des eaux usées et pluviales par un unique réseau pourvu de déversoir permettant en cas d'orage le rejet d'une partie des eaux par surverse directement dans le milieu naturel (**Figure 2.2**). Ils sont pratiques, mais présentent quelques inconvénients dont un haut risque de débordement, voire d'inondation en cas de pluies importantes ou persistantes. Ce qui pourrait avoir des conséquences néfastes sur la santé et l'environnement.



**Figure 2.2. Système unitaire**

#### AVANTAGES

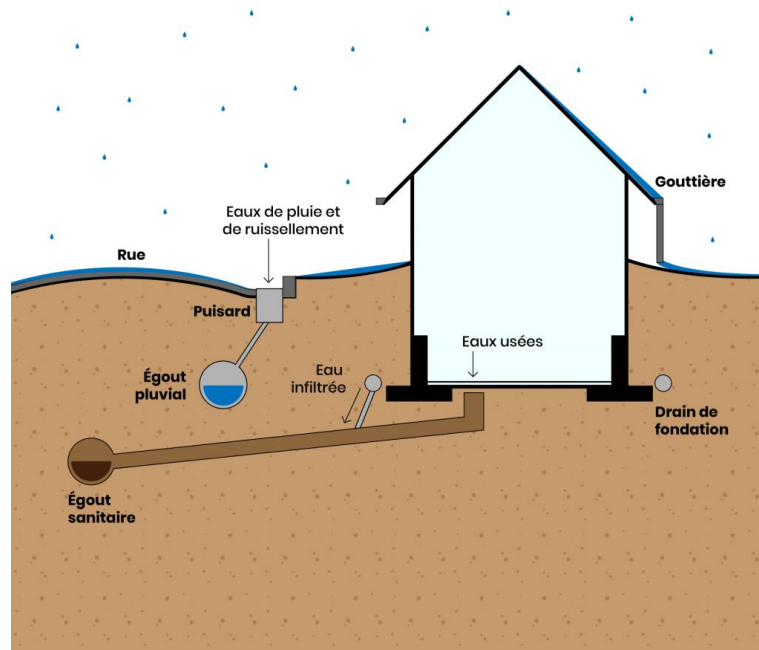
- Sa construction est plus économique du fait qu'il faut bâtir un seul réseau. Ses dimensions sont équivalentes à celles du réseau d'eaux pluviales, car le débit des eaux usées a peu d'incidence sur le débit total.
- L'entretien rigoureux du réseau est plus économique. Les eaux pluviales ont un effet d'auto-nettoyage important étant donné qu'il traîne une grande partie de la saleté accumulée dans les égouts.

## DÉSAVANTAGES

- Les stations d'épuration ne peuvent pas supporter les débits des eaux de pluie. C'est pourquoi, il faut prévoir des systèmes de séparation des eaux de pluie avant de son arrivée à la station de traitement au moyen de déversoirs. Ces derniers fonctionnent à partir d'un déterminé coefficient de dilution. Par conséquent, le débit d'eau qui arrive à la station d'épuration, est supérieur en cas de pluie, ce qui altère le déroulement de l'épuration.
- Le rejet de déversoirs est polluant, surtout celui de premières minutes. Ses effets peuvent être réduits si nous construisons de bassins d'orage anti-DSU (dilution de solides urbains). Cependant, c'est quelque chose d'inévitable une certaine pollution aura lieu dans le moyen récepteur et dans l'environnement.
- Les stations d'épuration doivent prévenir un surdimensionnement dans le traitement préalable afin de pouvoir traiter l'excès de débit quand il y a de la pluie ou disposer d'un dépôt de régulations. Dans tous les cas, le coût d'épuration augmente

### *2.2.1.2. Les réseaux séparatifs*

Ils sont utilisés, comme leur nom l'indique, pour évacuer séparément les eaux : les eaux de pluie d'un côté, et les eaux usées d'un autre. Ce type de réseau implique des travaux plus conséquents, mais en termes de risques pour la santé et l'environnement, c'est celui qui est garanti un maximum de sécurité. Ils sont destinés à l'évacuation des eaux usées domestiques (eaux des vannes, eaux ménagères et avec réserve certains effluents industriels). Alors que l'évacuation de toutes les eaux pluviales est assurée par un autre réseau (**Figure 2.3**).



**Figure 2.3. Système séparatif**

### AVANTAGES

- Le régime d'épuration est plus régulier, car les pluies ne l'altèrent pas.
- Les eaux usées et les eaux de pluie ne se mêlent pas du fait qu'il n'y pas de rejets des eaux polluées.
- Les coûts d'épuration sont inférieurs.
- L'excès d'inversion du réseau double, en comparaison avec le collecteur unitaire, peut être compensé si le collecteur concentrateur d'arrivée à la station d'épuration est assez long

### DÉSAVANTAGES

- Inversion initiale supérieure
- Coût d'entretien de réseaux et de nettoyage élevé
- L'effet couronne peut-être très intense, si le réseau des eaux usées, n'est pas nettoyé de façon adéquate.
- Même si les eaux de pluie et celles usées ne se mélangent pas, les eaux pluviales de zones urbaines sont sales et elles ont besoin d'un traitement minimal.

### 2.2.1.3. Les systèmes mixtes (pseudo séparatif)

Système pseudo-séparatif reçoit les eaux usées et une partie des eaux de ruissellement en provenance directe des habitations (**Figure 2.4**). Le système pseudo séparatif n'est actuellement plus préconisé dans la conception d'un nouvel équipement (Ce système peut être préconisé dans les pays tropicaux secs), c'est un système dans lequel on divise les apports d'eaux pluviales en deux parties :

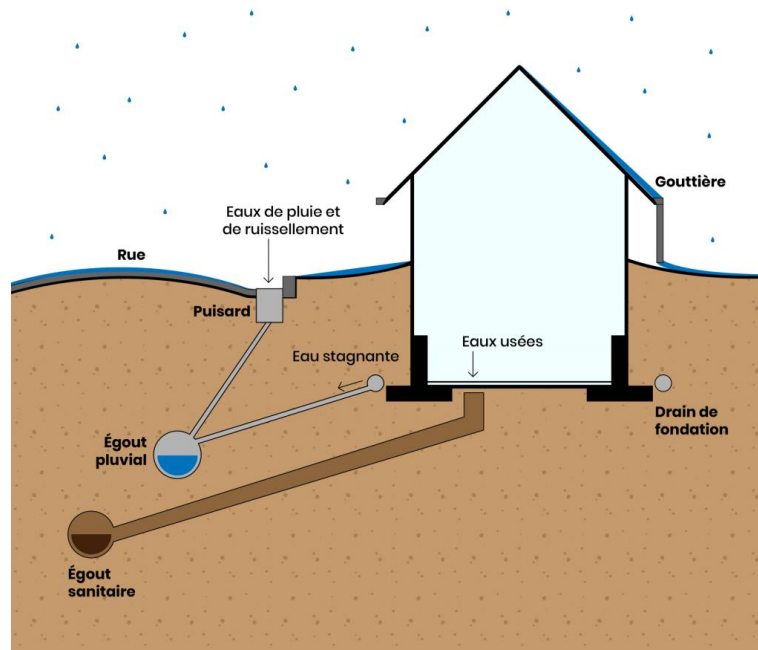
- Les apports d'eaux pluviales provenant des toitures et cours intérieures qui sont raccordées au réseau d'assainissement, à l'aide des mêmes branchements que ceux des eaux usées domestiques;
- Les apports d'eaux pluviales provenant des surfaces de voirie, qui s'écoule par des ouvrages particuliers déjà reçus pour cet objet par les services de la voirie municipale (caniveaux, aqueducs, fossés avec évacuations directes dans la nature...)

Dans les villes, la séparation des eaux dans les immeubles existants se heurte à des difficultés considérables tenant surtout aux dépenses importantes qu'elle entraîne par la modification des installations intérieures, c'est-à-dire le dédoublement du branchement éventuel à l'ancien réseau.

L'avantage de système pseudo-séparatif provient de ce qu'il évite la séparation des deux natures d'eaux (pluviales et usées) provenant des immeubles puisqu'elles sont raccordées à la canalisation publique par un branchement unique comme en système unitaire.

Lorsqu'on envisagera un équipement pseudo-séparatif pour un petit nombre d'immeubles existants seulement, avec passage progressif au séparatif proprement dit, on peut concevoir dans ce cas que la transformation en séparatif intégral se produira approximativement dans le même temps que le plein développement de l'agglomération et de son assainissement, les apports pluviaux jouant dans l'intervalle le rôle de chasses.

Les pentes limites des canalisations seront celles du régime unitaire ou du régime séparatif selon qu'il y a lieu ou non de craindre l'intrusion de sable dans le réseau.



**Figure 2.4.** Système pseudo séparatif

#### 2.2.1.4. 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, il en existent deux :

- ☞ Système sous pression sur la totalité du parcours : Le réseau fonctionne en charge de façon permanente sur la totalité du parcours.
- ☞ Système sous dépression : Le transport de l'effluent s'effectue par mise des canalisations en dépression.

#### 2.2.2. Le système d'évacuation d'eau individuel

Le système d'évacuation d'eau individuel, est comme son nom l'indique, totalement indépendant du réseau communal. Il est possible et recommandé lorsque les canalisations domestiques ne peuvent être raccordées au système collectif, et ce, parce que ce dernier n'a pas encore été mis en place dans la zone où est située l'habitation, ou parce qu'il est trop loin. Dans ces conditions, la loi autorise les propriétaires de l'habitation à créer un système d'évacuation autonome, qui leur est propre. Celui-ci doit pouvoir non seulement évacuer l'eau, mais également les traiter, les épurer avant de les rejeter pour de bon [5].



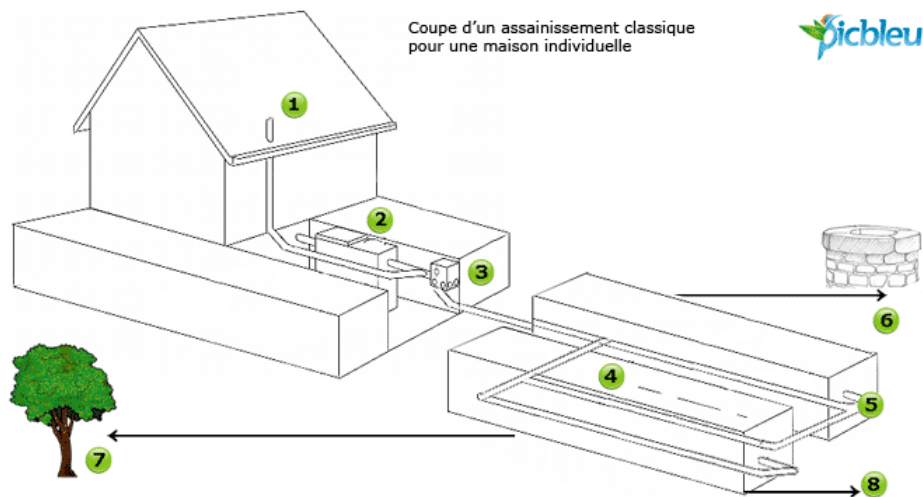
Il peut s'agir :

- D'un système composé d'une fosse toutes eaux, dans la majorité des cas.
- D'un système composé d'une fosse septique, pour les installations anciennes.
- D'une micro station épuration.

#### *2.2.2.1. La technique d'assainissement naturel par les fosses*

S'intégrant dans un terrain, les fosses septiques ou fosses toutes eaux offrent un confort identique à celui de l'assainissement collectif ainsi qu'une bonne élimination de la pollution à un coût acceptable, mais ne garantissent pas une technique d'épuration efficace contribuant à protéger les cours d'eau et les nappes phréatiques. Une installation doit être bien conçue et correctement réalisée pour un traitement efficace (**Figure 2.5**).

Les étapes de l'assainissement classique non collectif sont la collecte, le prétraitement et le traitement. En ce qui concerne la première étape, il faut d'abord collecter les eaux usées produites dans la maison (eaux des toilettes., eaux de cuisine, eaux de salle de bains, eaux de machines à laver) afin de les diriger vers la fosse septique. Dans le cadre de l'étape du prétraitement, il faut savoir que les eaux usées collectées contiennent des particules solides et des graisses qu'il faut éliminer afin de ne pas perturber le traitement ultérieur, c'est pourquoi le passage en fosse septique ou fosse toutes eaux est indispensable. En sortie de la fosse, les eaux sont débarrassées des particules indésirables et peuvent ainsi être traitées par le sol. Enfin, concernant le traitement, des micro-organismes assurent la dépollution des eaux usées avant dispersion par écoulement dans le sous-sol par un dispositif de tuyaux puis de drains permettant de mettre en contact les eaux prétraitées avec les bactéries naturellement présentes dans le sol ou dans un massif de sable.



**Figure 2.5.** Assainissement individuel

- (1) Ventilation, (2) fosse toutes eaux, (3) répartiteur, (4) épandage, (5) tuyaux d'épandages, (6) distances minimales vers un puits : 35 mètres, (7) distances minimales vers végétation : 3 mètres, (8) distance minimale de limite de propriété : 3 mètres.

Le réseau d'assainissement doit être positionné à plus de 3 m des arbres ou plantations, à une distance minimale (en respectant un écart minimum d'environ 3 mètres) de la sortie des eaux de cuisine. Cette précaution étant établie pour limiter les risques de colmatage de la conduite d'amenée de l'habitation à la fosse.

L'assainissement individuel et son équipement nécessite une bonne ventilation, car les matières organiques contenues dans la fosse septique dégagent en pourrissant des gaz tels que le  $\text{CH}_4$  (méthane) et l'Hydrogène Sulfuré ( $\text{H}_2\text{S}$ ). Ce gaz, lorsqu'il est présent à de fortes concentrations, paralyse les nerfs olfactifs, ce qui le rend indétectable et d'autant plus dangereux. L' $\text{H}_2\text{S}$  peut ainsi être à l'origine de graves troubles oculaires, respiratoires, voire cérébraux. Une exposition de courte durée à de fortes concentrations d' $\text{H}_2\text{S}$  (de l'ordre de 500 à 1000 ppm) entraîne rapidement une paralysie respiratoire pouvant conduire à la mort. Une fosse mal ventilée génère des gaz corrosifs (odeurs typiques soufrées) qui nuisent à la longévité des matériaux.

#### *2.2.2.2. La technique d'assainissement naturel par les plantes*

L'épuration se fait par des bactéries propres aux différentes étapes des cycles des matières à épurer. Le rôle des plantes est d'assurer un rôle d'anti colmatage du système. Ce principe d'assainissement écologique permet de préserver l'environnement. Différents choix techniques

de filtres sont possibles, des filtres verticaux, transversaux, horizontaux. Il existe des entreprises qui créent ces types d'assainissement.

### **2.3. Choix entre les systèmes 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 :

#### ***2.3.1. 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...

#### ***2.3.2. 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 les considérations techniques et les conditions locales (topographie des lieux de régime des précipitations atmosphériques, disposition du réseau de la voirie humaine, répartition des masses d'habitations, ...etc.) et aussi les considérations d'ordre économique prenant en compte les dépenses d'investissement et les frais d'entretien, d'exploitation et de gestion de l'ensemble des installations, pompage et épuration des eaux usées ;

#### ***2.3.3. 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. 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.

### 2.3.4. *Considérations politiques*

Acceptation ou refus de la transformation du système d'assainissement en un autre.

### 2.3.5. *Considérations urbanistiques d'avenir*

La répartition des quartiers résiduels commerciaux et industriels...etc. En milieu rural il est toujours très difficile de préconiser des schémas types des systèmes d'évacuation du fait de la diversité des situations qui résulte d'un habitat peu dense, souvent dispersé dans des zones plates ou montagneuses où les activités agricoles tiennent toujours une large place.

### 2.3.6. *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.

On peut adopter un système unitaire pour les raisons suivantes :

- ✓ Il existe un rapport relativement élevé entre le débit de pointe d'eaux usées et le débit pluvial.
- ✓ Présence de dénivellations assez importantes (terrain accidenté) permettant un écoulement gravitaire.
- ✓ Il faut tenir compte de l'économie afin d'assurer un faible encombrement de la chaussée.

Les paramètres prépondérants pour le choix du système d'assainissement sont :  L'aspect économique : une étude comparative de plusieurs variantes est nécessaire ;  Il faut tenir compte les conditions de rejet ;  S'il s'agit d'une extension du réseau, il faut tenir compte du système existant ;  La topographie du terrain naturel.

## 2.4. **Facteurs influents sur la conception d'un projet d'assainissement:**

### 2.4.1. *Données naturelles:*

- Pluviométrie
- Topographie
- Hydrographie

- Géologie

#### **2.4.2. Caractéristiques de l'agglomération:**

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

#### **2.4.3. Contraintes liées à l'assainissement:**

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

### **2.5. Schémas d'évacuation des eaux usées :**

Le choix du schéma du réseau d'évacuation à adopter dépend des divers paramètres :

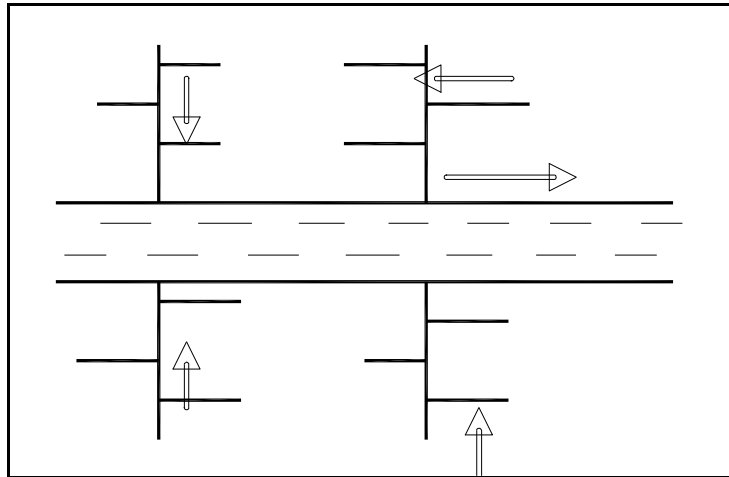
- La topographie du terrain.
- La répartition géographique des habitants.
- L'implantation des canalisations dans le domaine public.
- Les inondations des rejets.
- L'emplacement de la station d'épuration.

Les réseaux d'assainissement fonctionnent essentiellement en écoulement gravitaire et peuvent avoir des dispositions diverses selon le système choisi, leur schéma se rapproche le plus souvent de l'un des types suivants :

Parmi les schémas d'évacuation, on distingue [7]:

#### **2.5.1. Schéma perpendiculaire :**

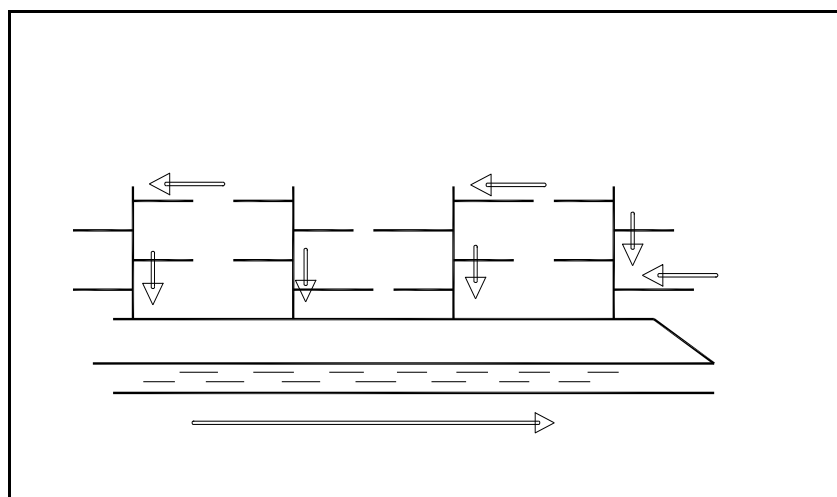
Le schéma consiste à amener perpendiculairement à la rivière un certain nombre de collecteurs. Il ne permet pas la concentration des eaux vers un point unique d'épuration, il convient lorsque l'épuration n'est pas jugée nécessaire et aussi pour l'évacuation des eaux pluviales (**Figure 2.6**).



**Figure 2.6.** Schéma perpendiculaire

### **2.5.2. Schéma par déplacement latéral :**

On adopte ce type de schéma quand il y a obligation de traitement des eaux usées, ou toutes les eaux sont acheminées vers un seul point dans la mesure du possible (**Figure 2.7**).



**Figure 2.7.** Schéma par déplacement latéral

### 2.5.3. Schéma à collecteur transversal ou oblique :

Ce schéma est tracé pour augmenter la pente du collecteur quand celle de la rivière n'est pas suffisante afin de profiter de la pente du terrain vers la rivière (Figure 2.8).

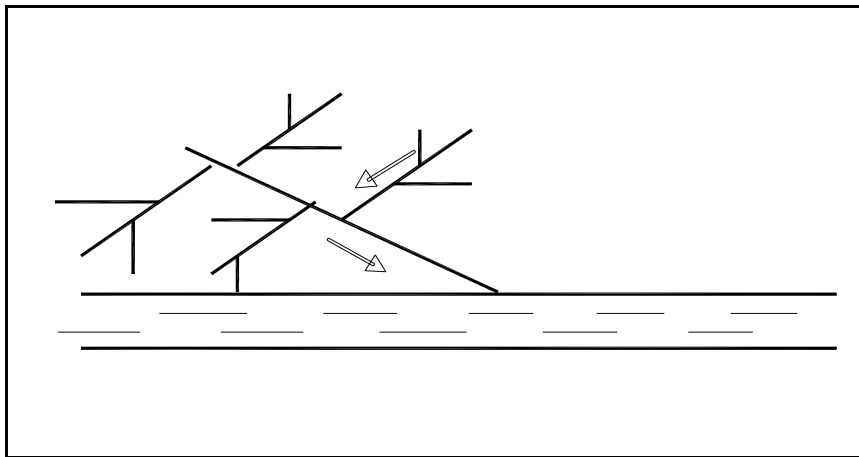


Figure 2.8. Schéma à collecteur transversal ou oblique

### 2.5.4. Schéma à collecteur étagé :

Lorsque notre agglomération est étendue et notre pente est assez faible, il est nécessaire d'effectuer l'assainissement à plusieurs niveaux (Figure 2.9).

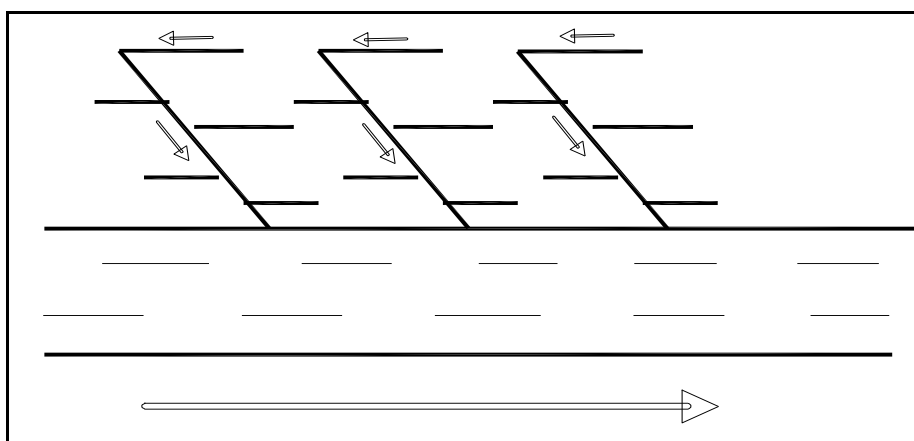
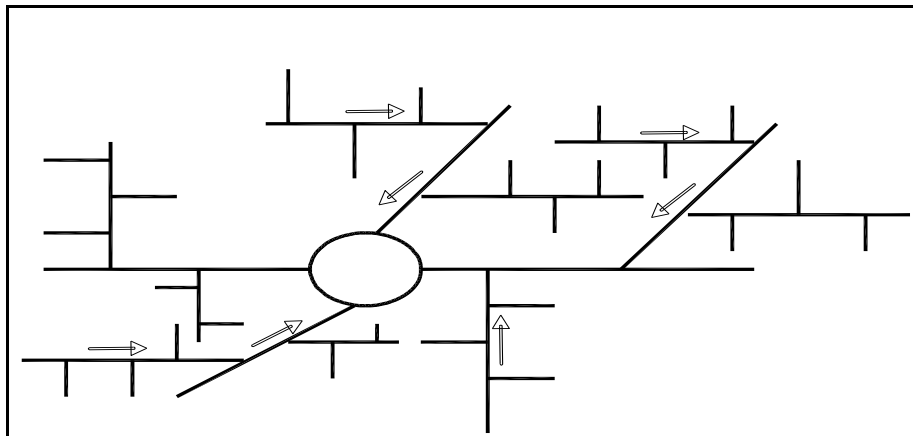


Figure 2.9. Schéma à collecteur étagé

### 2.5.5. Schéma type radial :

Si notre agglomération est sur un terrain plat, il faut donner une pente aux collecteurs en faisant varier la profondeur de la tranchée, vers un bassin de collecte par la suite un relevage est nécessaire au niveau ou à partir du bassin vers la station d'épuration (**Figure 2.10**).



**Figure 2.10.** Schéma type radial

## 2.6. Choix d'un schéma d'assainissement

Le choix d'un schéma d'assainissement se repose généralement sur les critères suivants:

- ☞ Proximité d'un exutoire naturel
- ☞ Sensibilité du milieu récepteur
- ☞ Existence d'un réseau ancien
- ☞ Pente du terrain

## 2.7. Enquête préalable

L'enquête préalable est concrétisée en pratique par la phase de reconnaissances avec des visites des lieux et la collecte des données, elle a pour objet de fournir les informations suivantes :



### *2.7.1. Informations relatives à l'urbanisation*

- Préviation de l'évolution de l'urbanisation,
- Existence des projets d'urbanisations 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.

### *2.7.2. 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.

### *2.7.3. 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 l'agence nationale des ressources hydrauliques ainsi que l'agence du bassin hydrographique afin de connaître les caractéristiques du réseau hydrographique, les activités qui y sont attachées ainsi que les objectifs de qualité fixés.

Il importera également de connaître la vulnérabilité des nappes souterraines, 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 ?
- La connaissance du terrain et des pratiques du voisinage,

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

## CHAPITRE III • ÉVALUATION DES DÉBITS À COLLECTER

---

### 3.1. Introduction

L'établissement des réseaux d'assainissement d'une agglomération doit répondre à deux objectifs principaux :

- L'évacuation correcte des eaux pluviales permettant :
  - D'empêcher la submersion des zones urbanisées.
  - D'éviter la stagnation de ces eaux particulièrement dans les points bas de l'agglomération.
- La collecte et l'évacuation des eaux usées de toutes natures (eaux vannes, eaux ménagères, eaux industrielles) en assurant leur transport, le plus rapidement possible, jusqu'au lieu de leur traitement (la station d'épuration).

Dans ce contexte, un dimensionnement d'un réseau d'assainissement est indispensable, d'où on est contraint de passer par certaines phases préliminaires, parmi lesquelles on trouve, l'évaluation des débits [7].

### 3.2. Evaluation des débits des eaux usées

Les débits d'eaux usées qui doivent être considérés dans le cadre de l'étude des systèmes d'assainissement répondent principalement à :

- ↳ Aux futures pointes de consommation auxquelles est conditionnée la détermination des sections des conduites et des ouvrages situés en système séparatif et pour une certaine

part celles des exutoires en système unitaire lorsque les débits d'eaux usées sont sensiblement plus importants que les débits d'eaux pluviales ;

- ↳ Aux débits minimaux actuels qui permettent d'apprécier les conditions minimales d'écoulement pour éviter aux réseaux les dépôts susceptibles de se former lorsque le débit est réduit.

### *3.2.1. Les eaux usées d'origine domestique :*

Les eaux usées d'origine domestique comprennent :

- Les eaux ménagères (eaux de cuisine, de lessive, de salle de bain, etc.).
- Les eaux vannes (en provenance des W.C, matière fécales et urines).

La quantité des eaux à évacuer est, en seconde analyse, à considérer sous l'angle des débits qui conditionnent le calcul des sections des canalisations d'égout. A cet effet, il y a lieu de distinguer entre les réseaux urbains courants et ceux desservant les agglomérations d'un type particulier telles que cités, casernes, abattoirs, hôpitaux...etc. Elle dépend des normes de consommation en eaux potable et qui à leur tour dépendent de, l'évaluation de la consommation actuelle.

Pour la quantification actuelle ou prévisible de la consommation en eaux potable, on a les facteurs suivants qui interviennent :

- ☞ Type d'habitats et leur degré de confort.
- ☞ Dotation en eaux potable.
- ☞ Conditions climatiques.
- ☞ Prise en compte forfaitaire des eaux publiques et industrielles.

### *3.2.2. Eaux des services publics :*

Les eaux de lavage des espaces publics (cours, rue,...) sont évacués vers le réseau par l'intermédiaire de puisard menu d'une grille. Les eaux usées des services publics : éducatifs,

sanitaires, touristiques, administratifs et différents autres services d'utilité publique seront pris en compte avec les besoins domestiques

### *3.2.3. Eaux usées industrielles :*

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

#### *3.2.3.1. Industrie existante :*

Un bilan de la consommation et de l'usage permet d'évaluer le débit à évacuer.

#### *3.2.3.2. Création de zone industrielle :*

Il faut recourir à des données empiriques pour situer les débits des rejets. L'Instruction Technique préconise la prise en compte d'un débit de 30 à 60 m<sup>3</sup>/jour/hectare loti suivant le caractère de la zone industrielle concernée.

#### *3.2.3.3. L'implantation d'industrie connue :*

Dans ce cas, il sera possible de déterminer les débits à évacuer en fonction du type et de la quantité de la production envisagée.

Lors de l'évaluation des débits des eaux usées industrielles à prendre en compte, on peut utiliser les valeurs moyennes fournies au **Tableau 3.1**, en général les eaux de refroidissement sont évacuées vers l'égout pluvial.

**Tableau 3.1.** Débits des eaux industrielles

Type d'établissement industriel	Dotation (m <sup>3</sup> /ha/j)
☞ Entreprise dont le procédé de fabrication ne requiert pas d'eau (vêtement, matériel de transport..)	10
☞ Requier de faibles quantités d'eau (textiles, bois ...)	25
☞ Entreprise utilisant beaucoup d'eau (conserverie, pates, papier, acierie)	>50

### 3.2.4. Débits d'eaux parasites

Eaux autre que les eaux usées d'origine domestiques, des équipements et industrielles qui pénètrent dans un réseau d'égout. Il s'agit des eaux d'infiltration et des eaux de captage. Les eaux parasites correspondent aux inversions de branchement (raccordement des eaux pluviales sur le réseau d'eaux usées) ou au drainage de la nappe (du fait d'une canalisation comportant des fissurations).

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

$$Q_{ep} = Q_{moyj} \times (T_{dil}/100) \quad (1)$$

Avec :

$Q_{ep}$  : Débit des eaux parasites en l/s

$Q_{moyj}$  : Débit moyen des eaux usées en l/s

$T_{dil}$  : Taux de dilution en %

### ✓ Eaux d'infiltration

Eaux parasites d'origine souterraines s'insinuant de façon continue dans un réseau d'égout par les défauts de ce réseau (fissures des conduites, les regards, les entrées des services) dont la valeur est estimée à 60l/hab/j.

### ✓ Eaux de captage

Pénétrant de façon intermittente, mais surtout en période de pluie du au raccordement au réseau d'égout sanitaire, drains de fondation, bouches d'égout, égouts pluviaux.

Pour un système nouveau : 250l/ hab /j

Lorsque le système aura vieilli : 25l/hab/j

Heureusement dans les réseaux neufs, la technologie d'aujourd'hui permet de construire des systèmes étanches.

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

#### 3.2.5. Les débits de temps sec

$$Q_{ts} = Q_{eud} + Q_{equip} + Q_{eui} + Q_{ep} \quad (2)$$

Avec :

$Q_{ts}$  : Débit de temps sec en l/s

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

$Q_{equip}$  : Débit des équipements en l/s

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

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

### 3.2.6. Débits maximaux :

Pour effectuer les calculs relatifs au réseau, aux pertes de pompage, aux STEP, on doit calculer les débits maximaux.

En général

$$Q_{\max, j} = Q_{\text{moyjmax}} + Q_{\text{équip}} + Q_{\text{ind}} + Q_{\text{inf}} + Q_{\text{cap}} \quad (3)$$

### 3.2.7. Débits minimaux :

Les Ingénieurs chargés de concevoir les STEP doivent également connaître les débits minimaux afin de bâtir les stations dont le traitement est efficace même lorsque les débits sont faibles.

$$Q_{\min, j} = Q_{\text{moyj, min}} + Q_{\text{ind}} + Q_{\text{équip}} + Q_{\text{inf}} \quad (4)$$

Le débit sanitaire minimal a lieu lorsqu'il ne pleut pas c'est-à-dire lorsque le débit de captage est nul.

### 3.2.8. Evaluation du débit moyen journalier :

Les infrastructures de Génie Civil telles que les ouvrages hydrauliques considérées pour une utilisation dans la collecte des eaux urbaines sont censées satisfaire les besoins de la population pendant une durée déterminée, qui correspond à la durée de vie de l'ouvrage projeté.

Le projeteur devra par conséquent prévoir, dès la conception, la population à approvisionner tout au long de la durée de vie de l'ouvrage envisagé. Trois types de prévision de la population se distinguent suivant les besoins : à un horizon de 05 à 10 ans, à moyen terme, de 10 à 50 ans, et à long terme, de 20 à 50 ans.

Le plus souvent, la population future est estimée à l'aide de la formule de croissance géométrique fondée sur l'équation de Pinterait.

$$P_t = P_0 (1 + \alpha)^n \quad (5)$$

Où,

$P_0$  : population de référence.



$\alpha$  : Taux de croissance de la population considérée.

$P_f$  : population à l'horizon futur.

$n$  : La différence entre l'année de référence (année du dernier recensement) et l'année de l'horizon de calcul.

Le débit moyen journalier rejeté est calculé par la relation suivante :

$$Q_{moyj} = \frac{N \times \text{Dot} \times \text{Tr}}{86400} \quad (\text{l/s}) \quad (6)$$

Avec:

$Q_{moyj}$ : Débit moyen rejeté quotidiennement en (l/s).

$N$ : Nombre d'habitants à l'horizon d'étude (hab).

$\text{Dot}$ : Dotation journalière prise égale à 150 l/j hab.

$\text{Tr}$ : Coefficient de rejet.

### 3.2.9. Evaluation du débit de pointe :

Comme la consommation, le rejet des eaux usées est aussi variable dans la journée, d'où on est appelé à déterminer le débit de pointe qu'il est donné par la formule qui suit :

$$Q_{pointe} = K_p \times Q_{moyj} \quad (7)$$

Avec :

$Q_{pointe}$ : Débit de pointe.

$Q_{moyj}$  : Débit moyen journalier.

$K_p$ : Coefficient de pointe calculé à partir du débit moyen journalier :

$$K_p = 1.5 + \frac{2.5}{\sqrt{Q_{moyj}}} \quad \text{si } 2,8 \text{ l/s}$$

$$K_p = 3 \quad \text{si } < 2,8 \text{ l/s}$$

En plus, on définit un coefficient de perte d'eau  $C_p$

Les pertes d'eaux sont dues aux fuites dans les réseaux d'adduction et de distribution, au vidange des conduites (en cas de travaux).

- 25% réseau entretenu
- 25-35% entretien moyen
- $\geq 50\%$  réseau mal entretenu

**Tableau 3.2.** Détermination des débits de pointe d'eaux usées

N° de SB	Aire	Nombre d'habitant	$Q_{\text{moy,jEU}}$	$K_p$	$Q_{\text{pte,usé}}$	$Q_{\text{equip}}$	$Q_{\text{total}}$	$Q_{\text{total}}$
	(ha)		(l/s)		(l/s)	(l/s)	(l/s)	(m <sup>3</sup> /s)

Si des zones comportent des établissements ayant des activités particulières (hôpital, cantine, école, caserne, etc...), le projeteur pourra se référer au tableau ci-après où figurent des valeurs moyennes de consommation journalière et des coefficients de pointe d'établissements courants (**Tableau 3.3**):

**Tableau 3.3.** Dotations des équipements publics

Activités	Consommation journalière	Coefficient de pointe
Ecoles	60 l par élève	6
Cantines	10 l par rationnaire	10
Internat	150 l par élève	6
Hopitaux	400 l par lit	3
Casernes	90 l par soldat	3
Centres commerciaux	5 l par m <sup>2</sup>	2.5
Ateliers et bureaux	60 l par personne	4
Hotels	500 l par chambre	4
Mosqués	25 l par fidèle	5

**Tableau 3.4.** Evaluation des débits des eaux usées des équipements pour chaque sous bassin.

N du sous bassin	Type d'équipement	Unité	Surfaces, usagers	Dotation (l/j.hab) ou (l/j.m <sup>2</sup> )	Qéquip	Qéquip usée	Qequi total (m <sup>3</sup> /j)
					(m <sup>3</sup> /j)	(m <sup>3</sup> /j)	

### 3.2.10. Evaluation des débits des eaux usées domestiques pour chaque sous bassin:

On peut utiliser deux méthodes

#### 3.2.10.1. Méthode linéaire :

$$Q_{\text{moyj/tronçon}} = Q_{\text{sp}} \times L \quad (8)$$

avec L : longueur du tronçon (m) ;

$$Q_{\text{sp}} = Q_{\text{moyj}} / \sum L_i$$

$\sum L_i$  : la somme des longueurs de tous les tronçons du réseau.

#### 3.2.10.2. Méthode superficielle :

A défaut de connaître le nombre exact d'habitants de chaque sous bassins, on suit les étapes suivantes afin de pouvoir estimer ce dernier.

- On estime le coefficient de ruissellement de chaque sous bassin.
- On calcule le coefficient de ruissellement pondéré total.
- On calcule la densité partielle de chaque sous bassin.

Ce coefficient est défini comme étant le rapport de la somme des surfaces imperméables à la surface totale.

$$Cr = \text{Volume d'eau de pluie ruisselé} / \text{Volume d'eau tombée}$$

$$0.05 \leq Cr \leq 1$$

#### ↪ *Coefficient de ruissellement pondéré :*

Dans le cas où la surface du bassin considéré est formée de plusieurs aires alimentaires «Ai » auxquelles on affecte les coefficients de ruissellement « Cri », on calcule le coefficient de ruissellement pondéré :

$$C_{rp} = \sum A_i C_{ri} / A_t \quad (9)$$

$A_t$  : surface totale

$C_{ri}$  : coefficient de ruissellement

$A_i$  : superficie du sous bassin

↪ *Calcul de la densité partielle :*

La densité partielle de chaque sous bassin est exprimée par la relation suivante :

$$D_i = \frac{C_{ri} \times P_t}{C_{rp} \times A_t} \quad (10)$$

Avec :

- $D_i$  : densité partielle du sous bassin considéré
- $C_{rp}$  : Coefficient de ruissellement pondéré total
- $C_{ri}$  : Coefficient de ruissellement de chaque sous bassin
- $A_i$  : Surface totale de chaque sous bassin (ha).
- $A_t$  : Surface totale de la zone urbanisée en ha

↪ *Calcul du nombre d'habitants de chaque sous bassin :*

Le nombre d'habitants de chaque sous bassin est donnée par l'expression suivante :

$$P_i = D_i A_i \quad (11)$$

Avec :

- $D_i$  : Densité partielle du bassin considéré en hab/ha
- $A_i$  : Surface partielle du sous bassin considéré en ha

$$Q_{\text{moy tronçon}} = 0.8 \times P_i \times D / 86400 \quad (12)$$

avec :D : dotation l/j/hab

$P_i$  : nombre d'habitants total ;

Remarque :

Le coefficient de ruissellement est estimé en fonction des tableaux suivants :

- ✓ Coefficient de ruissellement en fonction des catégories d'urbanisation :

**Tableau 3.5.** Coefficient de ruissellement en fonction des catégories d'urbanisation :

Zones d'urbanisme	Cr
Zones très denses	0.90
Zones denses	0.60 – 0.70
Zones moins denses	0.40 – 0.50
Quartiers résidentiels	0.20 – 0.30
Squares, jardins, prairies	0.05 – 0.20

- ✓ Coefficient de ruissellement en fonction des caractéristiques des zones d'influence :

**Tableau 3.6.** Coefficient de ruissellement en fonction des caractéristiques des zones d'influence

Zones d'influences	Cr
Surface totalement couverte (toit en métal, ardoise)	0.90
Toiture avec pend de joints	0.85
Toiture avec joints cimentés	0.75 – 0.85
Surface goudronnée	0.25 – 0.60
Chemin en gravier	0.10 – 0.20
Gras, terrains de sport	0.10 – 0.30
Jardin gazon	0.05 – 0.25
Forêt	0.01 – 0.02

- ✓ Coefficient de ruissellement en fonction de la densité de la population :

**Tableau 3.7.** Coefficient de ruissellement en fonction de la densité de la population

Densité de la population (hab / km)	Cr
20	0.20
30 – 60	0.20 – 0.25
60 – 150	0.25 – 0.30
150 – 200	0.30 – 0.45
200 – 300	0.45 – 0.60
300 – 400	0.60 – 0.80
400 – 600	0.70 – 0.90
600 – 700	0.70 – 0.90

**Tableau 3.8.** Détermination des débits totaux d'eaux usées

N° du bassin	Aire (ha)	Cr	Di	Pi	Qmoyj (l/s)	Kp	Qpointe usée	Qéquip	Qtotal (l/s)

**En conclusion :**

On doit concevoir les réseaux d'égouts sanitaires à transporter les eaux usées sanitaires de façon à ce qu'ils satisfassent aux besoins et aient une capacité hydraulique suffisante pendant une longue période en général 30ans.



### 3.3.Applications

#### Application 3.1 : Calcul du nombre d'habitants futur

Prenons l'exemple d'une ville dont la population est de 100 000 habitants en 2010.

En considérant que le taux de croissance de la population est de 1.5%, combien d'habitants comptera-t-elle dans 10 ans (2020), dans 20 ans (2030) et dans 35 ans (2045)?

#### **Solution**

Nombre d'habitants a l'horizon de 10 ans

$$P_{2020} = P_{2010} (1 + T)^{10}$$

$$P_{2020} = 100000 (1 + 1.5/100)^{10}$$

$$P_{2020} = 116054 \text{ Hab}$$

Nombre d'habitants à l'horizon de 20 ans

$$P_{2030} = P_{2010} (1 + T)^{20}$$

$$P_{2030} = 100000 (1 + 1.5/100)^{20}$$

$$P_{2030} = 134685 \text{ Hab}$$

Nombre d'habitants a l'horizon de 35 ans

$$P_{2045} = P_{2010} (1 + T)^{35}$$

$$P_{2045} = 100000 (1 + 1.5/100)^{35}$$

$$P_{2045} = 168388 \text{ Hab}$$

**Application 3.2 :**

Pour une population de 10 000 habitants, le taux de croissance annuel est de 1.5 %. Après combien d'années la population arrivera-t-elle à 30 000 habitants ?

**Solution**

$$P_f = P_0 (1 + \alpha)^n$$

$$12500 = 10000 \cdot (1 + 1.5/100)^n$$

$$n = 15 \text{ ans}$$

**Application 3.3 :**

En considérant une ville dont la population est de 50000 habitants, déterminer le débit moyen d'évacuation des eaux usées si le taux de rejet  $T_r$  correspond à 85% ?

On considère que la dotation est de 150 l/d/habitant.

Quel est le coefficient de débit de pointe  $K_p$  ?

Déterminer le débit de pointe correspondant aux rejets ?

**Solution**

Le débit moyen de rejet est :

$$Q_{moyj} = \frac{N \cdot D \cdot T_r}{86400}$$

$$Q_{moyj} = \frac{50000 \cdot 150 \cdot 0.85}{86400}$$

$$Q_{moyj} = 73.78 \text{ (l/s)}$$

$$K_p = 1.5 + \frac{2.5}{\sqrt{73.78}}$$

$$K_p = 1.62$$

Le débit de pointe sera :

$$Q_{\text{pointe}} = K_p \times Q_{\text{moyj}}$$

$$Q_{\text{pointe}} = 1.62 \times 73.78$$

$$Q_{\text{pointe}} = 119.26 \text{ (l/s)} = 10304 \text{ m}^3/\text{j}$$

### 3.4. Evaluation des débits d'eaux pluviales

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

Toute étude d'un réseau d'assainissement nécessite une détermination des débits pluviaux. Les débits d'eaux pluviales seront calculés pour une précipitation de fréquence décennale et d'une durée de 15 mn, car ces eaux doivent être collectées dans les canalisations d'évacuation pour éviter les débordements (inondation). Deux méthodes essentielles se présentent pour l'estimation des débits pluviaux :

- La méthode superficielle ;
- La méthode rationnelle.

#### 3.4.1. 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 à faible surface ( $\leq 10$  ha).

Elle consiste à estimer les débits pluviaux suite à une averse d'intensité moyenne «  $i$  » supposée constante durant la chute de pluie sur des surfaces d'influence de superficie «  $A$  », caractérisée par un coefficient de ruissellement «  $C_r$  ». La méthode rationnelle s'exprime par la formule suivante :

$$Q_{PL} = K_a \cdot i \cdot C_r \cdot A_t \quad (13)$$

Avec :

- $Q_{PL}$  : Débit de pointe de l'hydrogramme en  $m^3/s$ .
- $K_a$  : Coefficient d'abattement des précipitations.
- $C_r$  : Coefficient de ruissellement dans la limite  $0 < C_r < 1$ .
- $i$  : Intensité pluviale en  $l/s/ha$ .

- A : Superficie du bassin en ha.

A(km <sup>2</sup> )	≤25	25÷50	50÷100	100÷150	150÷250
K <sub>a</sub>	1	0.95	0.9	0.85	0.8

Sans doute la méthode rationnelle est simple dans son expression, il n'en demeure pas moins qu'elle suppose une attention soutenue dans la recherche de la meilleure définition possible de ses paramètres et des facteurs d'ajustement.

#### 3.4.1.1. Validité De La Méthode Rationnelle :

Cette méthode est utilisée pour des surfaces limitées ; le résultat est encore plus fiable du fait de la bonne estimation du coefficient de ruissellement, ainsi elle est applicable pour des zones où le temps de concentration ne dépasse pas 30 minutes.

#### 3.4.1.2. Paramètres utilisés

Un certain nombre de paramètres interviennent dans l'établissement des formules précitées parmi lesquels on distingue :

- L'intensité et la durée de l'averse
- La durée de stockage sur le sol et dans les canalisations au moment de l'averse
- Le temps de concentration du bassin versant.

### 1. Coefficient de ruissellement

Le coefficient de ruissellement est un paramètre dont la définition est complexe, en effet toute erreur sur ce coefficient entraîne des conséquences similaires sur le débit. Dans la plupart des cas, il est déterminé statistiquement sur la base d'une analyse des caractéristiques de l'occupation des sols effectuée de manière relativement subjective.

Le coefficient de ruissellement dépend du taux de surfaces imperméables, de l'intensité de la pluie et de la pente moyenne, ceci afin de considérer le phénomène de dispersion de la pluie dans le cycle de ruissellement.

Dans le cas où le bassin versant est constitué par plusieurs zones, il convient de déterminer le coefficient équivalent :

$$C_{req} = \frac{\sum C_{ri} \times A_i}{\sum A_i} \quad (14)$$

## 2. Choix de la période de retour :

On choisit généralement :

- Pour le calcul des collecteurs secondaires :  $T = 2$  ou  $5$ ans
- Pour le calcul des collecteurs primaires :  $T = 10$ ans
- Pour les ouvrages importants (digues, ponts) :  $T = 20$  ou  $50$ ans

## 3. Intensité de la pluie

Lors de l'étude d'une averse, il convient de déterminer les intensités moyennes pour plusieurs valeurs échelonnées de l'intervalle de référence  $\Delta t$ . L'intensité moyenne se définit par le rapport de la hauteur d'eau tombée pendant une durée  $\Delta t$ , soit

$$i(t, T) = H_M(t, T)/t \quad (15)^\circ$$

Où :  $H_M(t, T)$  : Hauteur maximale pour une période de retour  $T$  et un intervalle de temps  $t$ .

Pour le calcul de l'intensité, nous devons :

- ❖ Explorer les données pluviométriques et sélectionnez le type de loi permettant d'ajuster nos résultats.
- ❖ Déterminer les paramètres de la loi adoptée et valider son adéquation.
- ❖ Déterminer la valeur de l'intensité moyenne des précipitations. L'intensité de la pluie  $i(t_c, T)$  est l'intensité moyenne maximale enregistrée sur une durée égale au temps de concentration du bassin.

Elle peut être obtenue à partir des classiques courbes « intensité-durée-fréquence » de l'analyse statistique des averses. L'ajustement mathématique des courbes IDF s'effectue généralement selon les deux formules les plus utilisées suivantes:

➤ **Formule de Montana :**

$$i(t,T) = a(T).t^{b(T)} \quad (16)$$

$i(t,T)$  : Intensité de la pluie (mm/h)

$t$  : Intervalle de temps (mn)

$a(T)$ ,  $b(T)$  : sont les paramètres d'ajustement qui dépendent de la région et de la période de retour  $T$ .

➤ **Formule de Mayer :**

$$i(t,T) = (\alpha(T))/(\beta(T)+t) \quad (17)$$

Où :  $\alpha(T)$  et  $\beta(T)$  sont les paramètres d'ajustement qui dépendent de la région où se trouve la station pluviométrique et de la période de retour  $T$ .

La formule la plus utilisée est la formule de Montana, à partir des courbes on peut calculer les paramètres  $a(T)$ ,  $b(T)$ .

En Algérie, on évalue souvent l'intensité en milieu urbain par des formules étrangères au pays, sans se rendre compte de l'erreur commise sur la variable à calculer, soit par excès ou par défaut.

$$i(t,T) = a(T), tb(T) \quad (18)$$

Sachant que  $a$  et  $b$  sont des paramètres d'ajustement, constants pour une période de retour donnée.

#### **4. Temps de concentration**

En effet, la formule rationnelle est établie sur la base de la notion fondamentale de temps de concentration. Cette donnée est délicate à mesurer. Pour les bassins ruraux, il existe diverses approches empiriques qui tiennent globalement des paramètres physiques des bassins. En ce qui concerne les bassins urbains, la majorité des règlements en matière d'assainissement, appliquant la formule rationnelle, utilisent une approche plus précise qui consiste à fractionner le temps de concentration en deux périodes [7]:

$$t_c = t_1 + t_2 \quad (19)$$

Où

- $t_1$  : Temps mis par l'eau pour s'écouler dans les canalisations :

$$t_1 = L/60V \quad (\text{mn}) \quad (20)$$

.Où : L : longueur du collecteur

V : vitesse moyenne en (m/s)

Avec  $V = C\sqrt{RHI}$  (RH : rayon hydraulique, C : coefficient de Chézy)

C : dépend de la nature de la paroi et de la forme de la section

D'après Manning – Strickler  $C = K R_H^{1/6}$       les eaux usées      K = 60

les eaux pluviales      K = 70

- $t_2$  : Temps mis par l'eau pour s'écouler dans le réseau

Le temps  $t_2$  est habituellement estimé de manière forfaitaire ( $t_2=5$  min) et peut considérablement évoluer selon les usages de drainage locaux et les schémas d'urbanisation.

Il existe plusieurs formules empiriques pour le calcul du temps de concentration, nous en citons les formules les plus utilisées.

➤ **Formule de Ventura :**

$$t_2 = 7,6\sqrt{A}/\sqrt{I} \quad (\text{mn}) \quad (21)$$

Où: A : superficie en (km<sup>2</sup>)

I : pente du Talweg principal en (m/m)



➤ **Formule de Kirpich :**

$$t_2 = L^{1,155} / 60H^{0,385} \quad (\text{mn}) \quad (22)$$

Où : H : La dénivelée entre les deux Talwegs en (m)

L : Longueur du Talweg (le plus long parcours de l'eau) (m).

➤ **Formule de Passini :**

$$t_2 = 6,48 \sqrt[3]{AL} / \sqrt{I} \quad (\text{mn}) \quad (23)$$

Où : A : superficie du bassin en (km<sup>2</sup>)

L : Longueur du Talweg (le plus long parcours de l'eau) en (km).

I : pente en (m/m)

## 5. Pente moyenne

Généralement, la pente moyenne d'un sous-bassin est assimilée à la pente moyenne du collecteur le traversant.

Lorsque le chemin de ruissellement n'a pas de pente, la pente sera évaluée comme le rapport de la différence entre les élévations situées en amont et en aval du chemin sur sa longueur.

$$I = \frac{C_{\text{am}} - C_{\text{av}}}{L} \quad (24)$$

C<sub>am</sub> : Côte amont du parcours (m).

C<sub>av</sub> : Côte aval du parcours (m).

L : Longueur du tronçon (m).

**Tableau 3.7.** : Calcul des débits pluviaux pour chaque sous bassin par la méthode rationnelle

N°SB	Ai (ha)	Cri	Ka	Intensité moyenne (l/s/ha)	Qpluv (l/s)	Qpluv (m <sup>3</sup> /s)

### 3.4.2. Méthode superficielle

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. Cette méthode a été mise au point par Caquot en 1949 sur la base de la méthode rationnelle. C'est une méthode globale de calcul du débit maximum correspondant à une période de retour donnée T, à l'exutoire d'un bassin versant urbain.

Les hypothèses de base peuvent être classées en deux catégories dont les deux principales sont les suivantes :

- ❖ L'écoulement se fait toujours à surface libre, le volume stocké est proportionnel au débit de pointe.
- ❖ L'écroulement dû au réseau est calculé en supposant que l'intensité maximale se produit au début de l'averse lorsque le réseau est presque vide.

Donc, suivant ces conditions le débit pluvial pour une fréquence de dépassement « F » s'écrit :

$$Q(F) = K^{1/U} * I^{V/U} * C_r^{1/U} * A^{W/U} \quad (25)$$

Dans laquelle les divers paramètres sont des fonctions de a (F) et (ou) de b (F) qui sont eux-mêmes les paramètres de la relation :

$$i(t, T) = a(T)t^{b(T)} \quad (26)$$

Où  $i(t, T)$  est l'intensité maximale de la pluie de durée  $t$ , de fréquence de dépassement  $F=1/T$ ,  $i$  est exprimé en millimètres par minute et  $t$  en minutes est compris entre 5 minutes et 120 minutes.

$Q(T)$  est le débit de fréquence de dépassement  $F$  exprimé en  $m^3$  par seconde

$I$  : est la pente moyenne du bassin versant (en mètres par mètre).

$Cr$  : est le coefficient de ruissellement

$A$  : est la superficie du bassin versant (en hectares).

$K$  : est un coefficient d'expression

$$K = 0.5^{b(T)}.a(T) / 6.6$$

$U$  : est un coefficient d'expression

$$U = 1 + 0.287b(F)$$

$V$  : est un coefficient d'expression

$$V = -0.41b(F)$$

$W$  : est un coefficient d'expression

$$W = 0.95 + 0.507b(F)$$

### 3.4.3. Evaluation de l'allongement d'un bassin et évaluation du coefficient correcteur :

L'allongement «  $M$  » est défini comme étant le rapport du plus long cheminement hydraulique «  $L$  » à la racine carrée de la surface équivalente du bassin considéré, son expression est la suivante :

$$M = L/A^{0.5} \geq 0.8 \quad (27)$$

Avec :

$m$  : Coefficient d'influence donné par l'expression qui suit :

$$m = \left( \frac{M}{2} \right)^{\frac{0.84 * b(f)}{1 + 0.287 * b(f)}} \quad (28)$$

#### 3.4.4. Le débit pluvial corrigé :

$$Q(f) \text{ corrigé} = m Q(f) \text{ brute} \quad (29)$$

#### 3.4.5. Evaluation des paramètres équivalents d'un groupement de bassins.

La formule superficielle développée ci avant est valable pour un bassin de caractéristiques physiques homogènes. L'application du modèle à un groupement de sous bassins hétérogènes de paramètres individuels  $A_j$ ,  $C_j$ ,  $I_j$ ,  $L_j$  (longueur du drain principal),  $Q_{pj}$  (débit de pointe du bassin considéré seul), nécessite l'emploi de formules d'équivalence pour les paramètres « A, C, I et M » du groupement.

Ces formules qui diffèrent selon que les bassins constituant le groupement sont en « série » ou en « parallèle » sont exprimées ci-après :

Si l'évaluation des paramètres d'équivalence d'un groupement de bassins ne pose pas de problème dans le principe, il n'en va pas de même pour le calcul de l'allongement de bassins en « parallèle ». En respectant la hiérarchie des débits maximum pour un groupement de bassins en « parallèle » sur un exutoire commun (bassins de surface  $A_1$ ,  $A_2, \dots$  de plus longs parcours en temps d'écoulement  $L_1$ ,  $L_2, \dots$  et de débits de pointe individuels  $Q_{p1}$ ,  $Q_{p2}, \dots$ ).

On calculera l'allongement équivalent du dit groupement en prenant pour longueur équivalente du plus long parcours celle du bassin ayant le plus fort débit de pointe individuel  $L(Q_{pjmax})$ .

Tableau III.2 : Evaluation des paramètres équivalents d'un groupement de bassins :

Paramètres Equivalentes	$A_{eq}$	$C_{eq}$	$I_{eq}$	$M_{eq}$
Bassins En série	$\sum_{i=1}^N A_i$	$\left[ \frac{\sum_{i=1}^N C_i A_i}{\sum_{i=1}^N A_i} \right]$	$\left[ \frac{\sum_{i=1}^N L_i}{\sum_{i=1}^N \left( \frac{L_i}{\sqrt{I_i}} \right)} \right]^2$	$\left( \frac{\sum_{i=1}^N L_i}{\sqrt{\sum_{i=1}^N A_i}} \right)$
Bassins En parallèle	$\sum_{i=1}^N A_i$	$\left[ \frac{\sum_{i=1}^N C_i A_i}{\sum_{i=1}^N A_i} \right]$	$\left[ \frac{\sum_{i=1}^N I_i Q_i}{\sum_{i=1}^N Q_i} \right]^2$	$\left( \frac{L(Q_{pjMAX})}{\sqrt{\sum_{i=1}^N A_i}} \right)$

$I_i$  : pente du tronçon  $i$  ;

$Q_i$  : débit du tronçon  $i$  ;

$N$  : nombre des tronçons

### 3.4.6 Validité des formules :

Dans le domaine actuel de vérification de l'ajustement du modèle de M. Caquot, les formules d'expression du débit, quelle que soit la période de retour d'insuffisance choisie, sont valables dans les conditions suivantes :

- Une superficie totale <200 ha
- La pente doit être comprise entre  $(0.2 < I < 5)$  %
- Le coefficient de ruissellement  $(0.2 < Cr < 1)$

- Le coefficient d'allongement ( $0.8 < M < 2$ )

**Tableau III.3** : évaluation des débits d'eaux pluviales

S -B	Surface (ha)	I	C	$K^{1/U}$	$I^{V/U}$	$C_r^{1/U}$	$A^{W/U}$	Q (m <sup>3</sup> /s)

### 3.5. Méthode de transfert

La mise au point de cette méthode consiste à établir des prévisions sur les débits de crue en temps différé à partir des précipitations enregistrées sur des bassins versants dont la superficie atteint environ des milliers de kilomètres carrés ( $100 < BV < 3000 \text{ km}^2$ ).

### 3.6. Méthode d'Horton

La méthode, pratiquée notamment aux USA, adoptée dans le cadre de la planification urbaine, correspond à une simulation du phénomène de ruissellement sur le sol. La résolution de la problématique est ramenée à la détermination et la mise en œuvre d'une équation aux dérivées partielles dans un domaine à trois variables :

- ↪ Les deux coordonnées (x, y)
- ↪ Le temps t

La résolution numérique de ce problème peut être réalisée par discrétisation.

### 3.7. Méthode de SOCOSE

Par ailleurs, le principe de la méthode Socose repose sur le résultat, acquis dans les années 1980, issu d'une synthèse nationale de l'observation de près de 5000 inondations dans 137 petits bassins versants en milieu rural. Cette méthode considère des paramètres morpho-métriques (surface, longueur du bassin) et des paramètres climatiques ( pluies locales journalières décennales, pluies moyennes annuelles, température moyenne annuelle rapportée à la mer, paramètre b de la formule exponentielle).

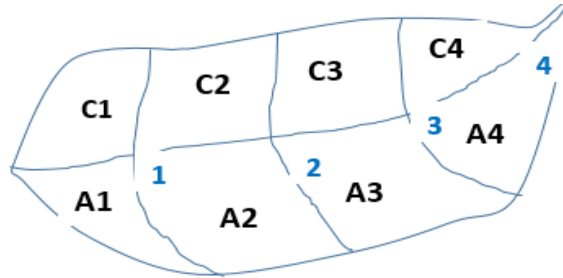
Il faut noter qu'il fait abstraction de la pente du terrain et ne comporte pas de coefficient lié au potentiel d'infiltration ou de ruissellement de la pluie vers l'exutoire. Il convient de noter que la méthode de Socose fournit une valeur de débit de fréquence décennale pour un grand bassin versant rural.

En effet, seulement après une analyse approfondie de la situation, comprenant une observation minutieuse du site, une enquête auprès des riverains et des services compétents et une comparaison avec d'autres sites voisins, il sera possible de valider les résultats.

### 3.8. Applications

#### Application 3.4

Un bassin versant constitué de quatre sous bassins comme le montre la Figure ci-dessous. Calculer le coefficient de ruissellement équivalent.



$$C_1 = 0.45 \quad ; \quad A_1 = 5 \text{ ha}$$

$$C_2 = 0.35 \quad ; \quad A_2 = 2 \text{ ha}$$

$$C_3 = 0.15 \quad ; \quad A_3 = 10 \text{ ha}$$

$$C_4 = 0.20 \quad ; \quad A_4 = 20 \text{ ha}$$

#### Solution

##### Au point 1

$$C = C_1 = 0.45$$

##### Au point 2

$$C = \frac{C_1 A_1 + C_2 A_2}{A_1 + A_2}$$

$$C = 0.42$$

##### Au point 3

$$C = \frac{C_1 A_1 + C_2 A_2 + C_3 A_3}{A_1 + A_2 + A_3}$$

$$C = 0.23$$

##### Au point 4

$$C = \frac{C_1 A_1 + C_2 A_2 + C_3 A_3 + C_4 A_4}{A_1 + A_2 + A_3 + A_4}$$

$$C = 0.26$$



### Application 3.5

Un bassin versant nouvellement construit d'un réseau d'assainissement séparatif. Calculer le débit de pointe nécessaire pour dimensionner le réseau d'assainissement des eaux pluviales.

Données :

- ↪ Taille du bassin versant est de 2000x500 m
- ↪ Vitesse moyenne de l'eau dans la conduite est de 1,2 m/s
- ↪ Longueur de la plus longue conduite est de 1000 m
- ↪ Temps d'entrée dans le réseau 6 min
- ↪ Le coefficient de ruissellement est estimé à 0.45
- ↪ Les paramètres a et b de la loi de Montana et pour une période de retour de 10 ans sont :  
a=6.1 et b=-0,42

### **Solution**

Pour le dimensionnement d'une conduite, le débit de pointe est déterminé en utilisant la formule décrite ci-dessous :

$$Q_p = K \cdot C_r \cdot i \cdot A$$

avec  $C_r$  : coefficient de ruissellement

$i$  : la pluie maximale calculée sur la durée du temps de concentration (mm/h)

$A$  : la surface du bassin versant en ha

#### **a) Calcul du temps de concentration :**

$$t_c = t_1 + t_2$$

$t_1$  : temps d'écoulement superficiel = 6min

$t_2$  : temps d'écoulement en réseau

$$t_2 = \text{longueur de la plus longue conduite} / \text{la vitesse} = 1000 / (1,2 \times 60) = 14 \text{ min}$$

Donc  $t_c = 6+14 = 20$  min

**b) Calcul de l'intensité maximale de période de retour 10 ans**

$$I_{\max} = 140.20^{-0,42} = 39.78 \text{ mm/h}$$

**c) Calcul du débit de pointe**

$$Q_p = 0,45 \times 39.78 \times 2000 \times 500 / 36.10^5 = 4.97 \text{ m}^3/\text{s}$$

**Application 3.6**

Une parcelle de terrain dans une région méditerranéenne de superficie  $S = 30$  ha et d'un coefficient de ruissellement  $C = 0,8$ ; est drainée par une conduite en PVC de pente  $I = 1\%$ . Les paramètres  $a$  et  $b$  de la loi de Montana et pour une période de retour de 10 ans sont :  $a = 6.1$  et  $b = -0,42$ . Déterminer le débit pluvial d'une fréquence de 10% (10 ans) à évacuer par la conduite par la formule superficielle de Caquot

Dont les coefficients sont :

$$K = 0.5^{b(T)} \cdot a(T) / 6.6$$

$$U = 1 + 0.287b(F)$$

$$V = -0.41b(F)$$

$$W = 0.95 + 0.507b(F)$$

**Solution**

$$K = 0.5^{-0.42} \times 6.1 / 6.6 = 1.24$$

$$U = 1 + 0.287 \times -0.42 = 0.88$$

$$V = -0.41 \times -0.42 = 0.17$$

$$W = 0.95 + 0.507 \times -0.42 = 0.74$$

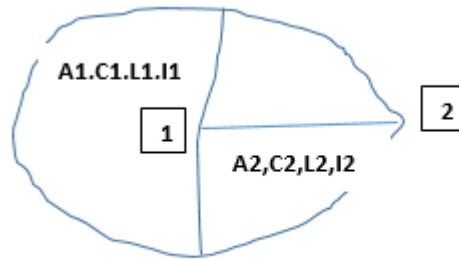
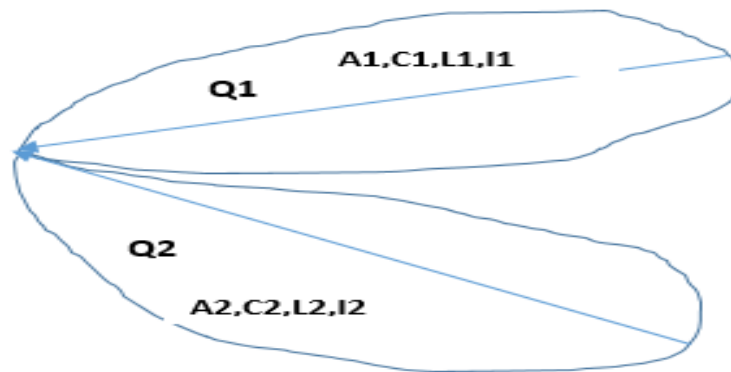
$$Q = K^{1/U} \cdot I^{V/U} \cdot Cr^{1/U} \cdot A^{W/U}$$

$$Q = 1.24^{1.14} \times I^{0.19} \times Cr^{1.14} \times A^{0.84}$$

$$Q = 1.28 \times I^{0.19} \times Cr^{1.14} \times A^{0.84}$$

$$Q = 1.28 \times 0.01^{0.19} \times 0.8^{1.14} \times 30^{0.84}$$

$$Q = 7.19 \text{ m}^3/\text{s}$$

**Application 3.7****1. Bassins en série****2. Bassins en parallèle**

Les caractéristiques des bassins sont données dans le tableau suivant :

	<b>Bassin 1</b>	<b>Bassin 2</b>
<b>Superficie</b>	20 ha	10 ha
<b>Longueur</b>	1000 m	500 m
<b>Coefficient de ruissellement</b>	0.45	0.65
<b>Pente</b>	0.045	0.035

### 1) Bassins en série

*Au point 1*

$$A_{eq} = A_1 = 20 \text{ ha}$$

$$C_{eq} = C_1 = 0.45$$

$$I_{eq} = I_1 = 0.045$$

$$M_{eq} = M_1 = L_1/A^{0.5} = 223.61$$

*Au point 2*

$$A_{eq} = A_1 + A_2$$

$$A_{eq} = 30 \text{ ha}$$

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

$$C_{eq} = 0.52$$

$$I_{eq} = \left\{ \frac{L_1 + L_2}{\frac{L_1}{\sqrt{I_1}} + \frac{L_2}{\sqrt{I_2}}} \right\} \times \left\{ \frac{L_1 + L_2}{\frac{L_1}{\sqrt{I_1}} + \frac{L_2}{\sqrt{I_2}}} \right\}$$

$$I_{eq} = \left( \frac{1500}{4714.04 + 2672.61} \right)^2$$

$$I_{eq} = 0.04$$

$$M_{eq} = \frac{L_1 + L_2}{\sqrt{A_1 + A_2}}$$

$$M_{eq} = \frac{1000 + 500}{\sqrt{20 + 10}}$$

$$M_{eq} = 276.86$$

### 2. Bassins en parallèle

$$A_{eq} = A_1 + A_2$$

$$A_{eq} = 30 \text{ ha}$$

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

$$C_{eq} = 0.52$$

$$I_{eq} = \frac{I_1 Q_1 + I_2 Q_2}{Q_1 + Q_2}$$

$$Q = 1.28 \times 0.045^{0.19} \times 0.45^{1.14} \times 20^{0.84}$$

$$Q_1 = 3.54 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_2 = 1.28 \times 0.035^{0.19} \times 0.65^{1.14} \times 10^{0.84}$$

$$Q_2 = 2.87 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$I_{eq} = \frac{0.045 \times 3.54 + 0.035 \times 2.87}{6.41}$$

$$I_{eq} = 4.05\%$$

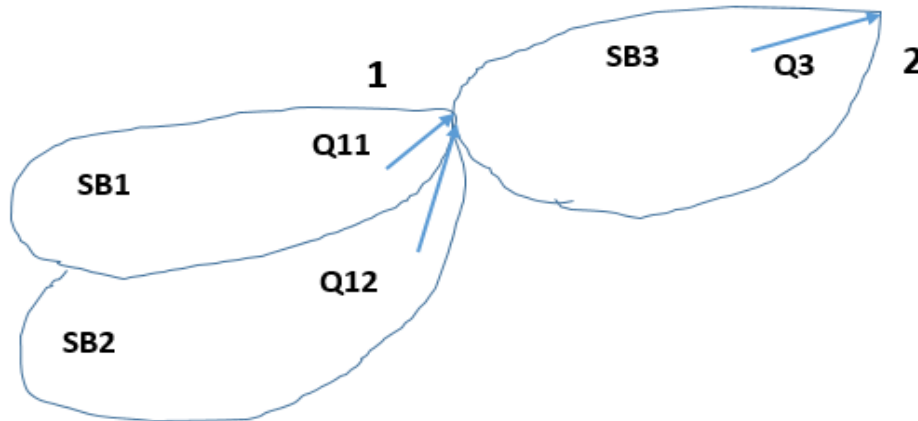
$$M_{eq} = \frac{L \times Q_{max}}{\sqrt{A_1 + A_2}}$$

$$M_{eq} = \frac{1500 \times 3.54}{\sqrt{30}}$$

$$M_{eq} = 969.44$$

**Application 3.8**

Calculer les débits des eaux pluviales par la méthode de Caquot des bassins versants suivants au point 1 et 2 pour une fréquence de 10% (10 ans). Les paramètres  $a$  et  $b$  de la loi de Montana et pour une période de retour de 10 ans sont :  $a = 6.1$  et  $b = -0,42$ .



Les caractéristiques des bassins sont données dans le tableau suivant :

	<b>Bassin 1</b>	<b>Bassin 2</b>	<b>Bassin 3</b>
<b>Superficie</b>	20 ha	10 ha	16 ha
<b>Longueur</b>	1000 m	500 m	800 m
<b>Coefficient de ruissellement</b>	0.45	0.65	0.40
<b>Pente</b>	0.045	0.035	0.025

## CHAPITRE IV • CALCUL HYDRAULIQUE DU RESEAU D'ASSAINISSEMENT

---

### 4.1. Introduction

Une fois que la totalité des débits fut déterminée, on passe au dimensionnement proprement dit des ouvrages tout en respectant certaines normes d'écoulement. Le dimensionnement des réseaux est complexe en raison de leur structure, constituée d'éléments divers (sections, pentes) parsemée de singularités (branchements, jonctions, bifurcations, seuils, chutes), de fonctionnement différent (système séparatif, unitaire), d'apports et de conditions d'écoulement très variables dans le temps, qui modifient sans cesse le profil de la ligne d'eau et les capacités de transfert. De ce fait, il faut effectuer des calculs à chaque tronçon et nœud hydraulique.

La conception d'un système hydraulique se caractérise par :

- ✓ Des contraintes physiques subordonnées au relief du terrain, aux branchements d'immeubles et à la dépendance par rapport aux autres réseaux.
- ✓ Des données hydrauliques : Nature de l'effluent, débits, caractéristiques des sections.
- ✓ Des dispositions techniques, qui exigent les solutions les plus économiques.

Toutes ces contraintes de conception font que le projet d'un réseau d'assainissement est toujours un cas particulier dont il est difficile d'expliquer tous les aspects.

Ajoutons que, sans sous-estimer les règles classiques, il faut faire preuve d'imagination et découvrir les solutions les mieux adaptées à l'environnement et aux données locales.

### 4.2. Conditions d'implantation des réseaux :

L'implantation des réseaux est étudiée en donnant aux canalisations amont des pentes permettant l'auto curage. La pente minimale souhaitable est de  $0,005 \text{ m/m}$ .



La profondeur des ouvrages doit permettre le raccordement des immeubles riverains au moyen de branchements. En général, le drainage des caves et sous sols est exclu, dans la mesure où cette position entraînerait un approfondissement excessif du réseau, les effluents éventuels en provenance devraient être relèves vers ce dernier.

Par ailleurs, cette profondeur doit être faite de façon à ce que le recouvrement soit compatible avec le type d'ouvrage envisagé et la nature des charges à supporter.

### 4.3. Conception des réseaux d'Assainissement :

La conception se caractérise à partir d'une schématique, support matérialisant les éléments de définition des branches de réseau.

- ❖ Les collecteurs sont définis par leur :
  - Emplacement en plan
  - Profondeur
  - Diamètres (intérieurs et extérieurs)
  - Pente
  - Leurs joints et confection
- ❖ Les regards de visite et de jonction sont également définis par leur :
  - Emplacement en plan
  - Profondeur
  - Cotes

Les calculs se conduisent à partir du profil longitudinal qui, au fur et à mesure de son élaboration, permet de :

- ✓ Rechercher les pentes d'écoulement, en se tenant le plus près possible du niveau du sol, compte tenu d'un minimum de garde contre le gel, les charges ou surcharges roulantes. La couverture de terre ou de sable au-dessus de la canalisation est généralement de 0.8 à 2.5m.
- ✓ De définir les sections minimales et les ouvrages de raccordement.

- ✓ De déterminer les chutes et franchissement d'obstacles.
- ✓ D'assurer les vitesses limites d'auto curage pour éviter la décantation des matières en suspension et à l'extrême ne pas dépasser les vitesses maxima admissibles.

Toutes ces contraintes et choix de conception font que le projet d'un réseau d'Assainissement est toujours un cas particulier dont il est difficile d'expliquer tous les aspects.

#### 4.4. Dimensionnement du réseau d'Assainissement

##### 4.4.1. Conditions d'écoulement et de dimensionnement

Dimensionner rationnellement un réseau c'est permettre un bon fonctionnement de ce dernier en vue de sa réalisation. Les réseaux doivent satisfaire aux exigences hygiéniques telles-que l'évacuation rapide et continue de tous les déchets fermentescibles. L'écoulement en assainissement est gravitaire dans la mesure du possible, donc tributaire de la topographie du terrain naturel, en plus cet écoulement doit avoir une vitesse qui permet l'auto curage, et ne détériore pas les conduites.

La vitesse d'auto curage : comme les eaux usées sont des eaux chargées, qui contiennent du sable, facilement décantable. Pour empêcher ce phénomène il faut avoir une vitesse d'écoulement qui satisfait les conditions suivantes :

- Une vitesse minimale de l'ordre de 0.6m/s pour 1/10 du débit à pleine section
- Une vitesse de 0.3m/s pour 1/100 de ce même débit avec un diamètre minimal de 300 mm

Si ces vitesses ne sont pas respectées, il faut prévoir des chasses automatiques (réservoirs) ou des curages périodiques.

A l'opposé des conditions relatives à l'auto curage, le souci de prévenir la dégradation des joints sur les canalisations circulaires et leurs revêtements intérieurs, nous conduit à poser des limites supérieures aux pentes admissibles.

Donc il est déconseillé de dépasser des vitesses de l'ordre de (4 - 5 m/s) à pleine section.

Si la pente du terrain est trop forte, il y aura lieu de ménager des décrochements dans le profil en long des ouvrages par l'introduction des regards de chute.

Pour les ouvrages d'importance moyenne les sections les plus favorables sont :

- De type circulaire.
- De type ovoïde.

Généralement le système d'évacuation adopté dans les projets d'assainissement est un système gravitaire. Ce dernier est caractérisé par un écoulement uniforme et à surface libre ; où le gradient hydraulique de perte de charge est égal à la pente du radier  $I_R$

$$I_R = (C_{am} - C_{av}) / L \quad (1)$$

#### 4.4.2. Formules d'écoulement

Dans le calcul des canalisations, on utilise les différentes formules d'écoulement qui ont été développées par d'éminents chercheurs scientifiques [8]. Parmi ces formules, on a :

##### ❖ Formule de Chézy

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

Où,

- $I$  : Pente du collecteur (m/m)
- $R_H$  : Rayon hydraulique (m)
- $C$  : Coefficient de Chézy, qui dépend des paramètres hydrauliques et géométriques de l'écoulement, donné par la formule de Bazin :

$$C = 87 / (1 + \gamma/\sqrt{R_H}) \quad (3)$$

$\gamma$  : Coefficient de Bazin qui varie suivant les matériaux employés et la nature des eaux transportées dans laquelle :

☞  $\gamma = 0.06$  pour les collecteurs d'eaux pluviales

☞  $\gamma = 0.16$  pour les collecteurs d'eaux usées

##### ❖ Formule de Manning

$$V = \frac{\alpha}{n} R_H^{2/3} I^{1/2} \quad (4)$$

Avec :

$\alpha$  : Coefficient d'unité qui 1 en systèmes international

$n$  : Coefficient de Manning de rugosité qui dépend des parois des conduites

$R_H$  : Rayon hydraulique (m)

$I$  : Pente du collecteur (m/m)

#### ❖ Formule de Manning-Strickler

$$V = K_S R_H^{2/3} I^{1/2} \quad (5)$$

Avec :

$K_S$  : Coefficient de rugosité de Manning-Strickler qui dépend de la nature des parois donné par le tableau suivant :

**Tableau 4.1.** Coefficients de Manning

Nature des parois des conduites	$K_S$
Canal en maçonnerie	60
Conduite en béton	75
Conduite en fibre de ciment	80
Conduite en fonte ou en grés	90
Conduite en PVC	100

#### 4.4.3. Mode de calcul

Avant de procéder au calcul hydraulique du réseau d'assainissement en gravitaire, on considère les hypothèses suivantes :

- ✚ L'écoulement est uniforme à surface libre, le gradient hydraulique de perte de charge est égal à la pente du radier.

- ✚ La perte de charge engendrée est une énergie potentielle égale à la différence des côtes du plan d'eau en amont et en aval.

Les canalisations d'égouts dimensionnées pour un débit en pleine section  $Q_{ps}$  ne débitent en réalité et dans la plupart du temps que des quantités d'eaux plus faibles que celles pour lesquelles elles ont été calculées.

L'écoulement dans les collecteurs est un écoulement à surface libre régi par la formule de la continuité :

$$Q = V \cdot S \quad (6)$$

Avec :

Q : Débit ( $m^3/s$ ).

S : Section mouillée ( $m^2$ ).

V : Vitesse d'écoulement ( $m/s$ ).

Cette vitesse se calcule par différentes expressions. Généralement pour le dimensionnement des réseaux, on utilise la formule de Manning-Strickler pour le calcul de la vitesse, le débit sera déterminé par l'expression :

$$Q = K_s S R^{2/3} \sqrt{I_i} \quad (7)$$

Ainsi que le diamètre est calculé par la formule :

$$D_{cal} = (3,2 Q / K_s \cdot I^{1/2})^{3/8} \quad (8)$$

avec  $K_s = 75$  pour une conduite en béton

### Canalisations d'eaux usées

- ↳ Les canalisations eaux usées sont généralement circulaires.
- ↳ Diamètre minimum de 200 mm pour éviter les risques d'obstruction
- ↳ Pente minimum : 0,002 m/m

### Canalisations d'eaux pluviales ou unitaires

- ↳ Les canalisations eaux pluviales sont généralement circulaires.
- ↳ Diamètre minimum de 300 mm pour éviter les risques d'obstruction
- ↳ Pente minimum : 0,003 m/m.

La vitesse en pleine section est donnée par la relation :

$$V_{PS} = K_S \cdot D^{2/3} \cdot I^{1/2} / 4^{2/3} \quad (9)$$

Le débit en pleine section est donné donc par la relation :

$$Q_{PS} = V_{PS} \cdot \pi \cdot D^2 / 4 \quad (10)$$

Nous définissons les rapports suivants :

$$R_Q = Q_t / Q_{PS}$$

$$R_{Q,\min} = Q_{EU} / Q_{PS}$$

Ensuite, nous calculons les vitesses et les hauteurs de remplissage :

$$R_V = V / V_{PS} \quad \longrightarrow \quad V = R_V \cdot V_{PS}$$

$$R_H = H / D_{\text{nor}} \quad \longrightarrow \quad H = R_H \cdot D_{\text{nor}}$$

$$R_{V,\min} = V_{\min} / V_{PS} \quad \longrightarrow \quad V_{\min} = R_{V,\min} \cdot V_{PS}$$

$$R_{H,\min} = H_{\min} / D_{\text{nor}} \quad \longrightarrow \quad H_{\min} = R_{H,\min} \cdot D_{\text{nor}}$$

Avec :

Q : Débit véhiculé par la conduite circulaire. (m<sup>3</sup>/s).

D<sub>cal</sub> : Diamètre de calcul

D : Diamètre normalisé de la conduite (mm)

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

Q<sub>ps</sub> : Débit de pleine section (m<sup>3</sup>/s).

$V_{ps}$  : Vitesse à pleine section (m/s).

$V_{min}$  : Vitesse minimale d'écoulement de l'eau (m/s)

H : Hauteur de remplissage dans la conduite (m).

$R_Q$  : Rapport des débits

$R_V$  : Rapport des vitesses

$R_H$  : Rapport des hauteurs

#### 4.4.4. Conditions d'autocurage

Pour la vérification de la vitesse d'auto curage nous avons trois conditions à vérifier :

- Condition 1 : Vitesse d'écoulement ( $V > 1$  m/s)
- Condition 2 :  $V_{min} > 0,60$  m/s pour  $Q_{PS} / 10 = Q_{min}$  (0.1)  $\rightarrow V_1/V_{PS} = 0.55$   $\rightarrow V_1 > 0,6$  m/s
- Condition 3 :  $V_{min} > 0,30$  m/s pour  $Q_{PS} / 100 = Q_{min}$  (0.01)  $\rightarrow V_2/V_{PS} = 0.3$   $\rightarrow V_2 > 0,3$  m/s

#### 4.4.5. Calcul des réseaux unitaires

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

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

Les ouvrages sont calculés pour pouvoir transiter les débits pluviaux en fonction de la région d'implantation des ouvrages et la période de retour d'insuffisance retenue ; il ne sera pas tenu compte des débits d'eaux usées qui sont négligeables par rapport aux débits d'eaux pluviales.

Si les conditions d'autocurage ne sont pas réalisées, il faut prévoir soit la mise en place de chasses automatiques soit l'utilisation périodique d'engins de curage.

L'implantation des réseaux est étudiée en donnant aux canalisations amont des pentes permettant l'autocurage. La pente minimale souhaitable est de 0.5%.

Si la pente du terrain est trop forte, il y aura lieu de manager des accrochements dans le profil en long des ouvrages par l'introduction de cheminées déversantes.

Au-delà de 0.60 m de diamètre, l'utilisation des tuyaux ovoïdes est parfois jugée préférable car leur section inférieure permet un meilleur écoulement du flot de temps sec.

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

#### 4.4.6. Calcul des réseaux séparatifs

Ces ouvrages sont d'une manière générale calculés comme les ouvrages unitaires et ce pour un débit correspondant à l'averse dont la fréquence a été adoptée.

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

#### 4.5. Principe de tracé des collecteurs :

Les collecteurs doivent être placés dans les rues prévues par le plan d'urbanisation les contre inclinaisons sont à éviter dans la mesure du possible. Les égouts collecteurs principaux et secondaires doivent être placés dans les grandes rues larges aussi rectilignes que possible ; les rues à circulation peu intense sont à préférer.

En général, les épaisseurs de terre au-dessus des canalisations ne doivent pas dépasser 2 à 2.5m sauf cas particulier

- La résistance au gel des canalisations : L'épaisseur de terre nécessaire et minimale pour empêcher la congélation du contenu des canalisations dépend du climat local (1.2 à 1.6m).
- Dans le cas où la nappe est proche de la surface du sol ; le tracé choisi doit l'éviter dans toute la mesure du possible pour limiter le problème de pose de canalisation, sinon, il faut analyser les eaux afin de choisir le matériau de la canalisation ; il faut veiller à l'étanchéité des canalisations et des joints afin d'éviter de drainer la nappe.



## 4.6. Applications

### Application 4.1

Un collecteur à section circulaire de 800 mm de diamètre et de  $I = 1\%$ .

- 1) Déterminer le débit plein section par la méthode de Chezy avec  $\gamma = 0.46$  ?
- 2) Déterminer la vitesse d'écoulement de l'eau dans ce collecteur si la hauteur de remplissage  $h = 0.7$  m ?

### Solution

#### 1. En utilisant la formule

##### Calcul de la vitesse V :

En utilisant la formule de Chezy :

$$V = C\sqrt{RI}; C = \frac{87\sqrt{R}}{\gamma + \sqrt{R}} \quad \text{avec } \gamma = 0.46$$

R : le rayon hydraulique =  $S/P = D/4 = 0.8\text{m}/4 = 0.2$

$$R = 0.2$$

$$V = 1.92 \text{ m/s}$$

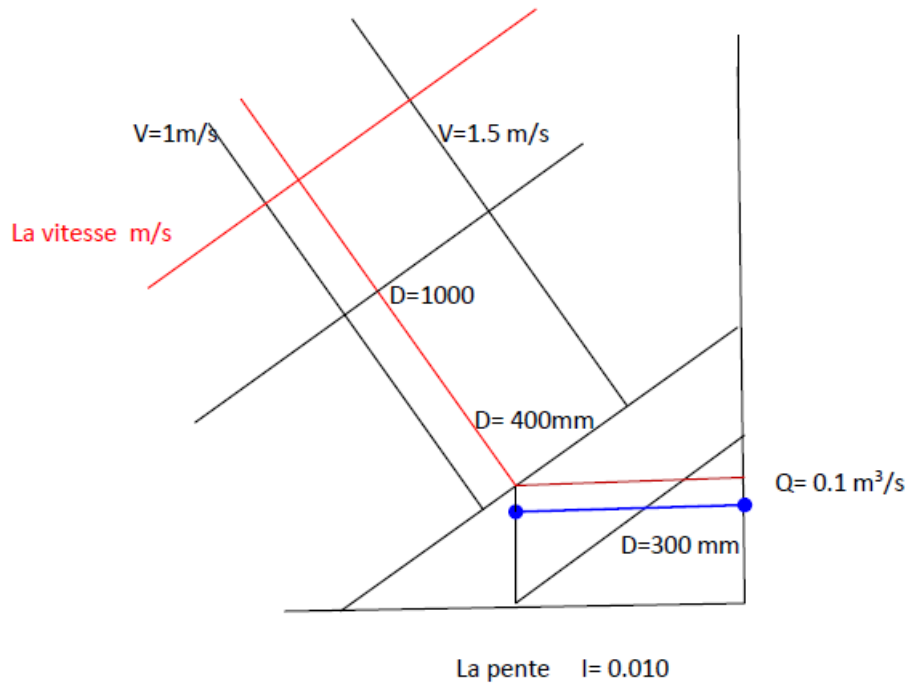
##### Calcul du débit :

$$Q = V \cdot S = 2.48 [3.14 \cdot (0.8)^2 / 4]$$

$$Q = 0.96 \text{ m}^3/\text{s}$$

#### 2. En utilisant l'abaque (Annexe B)

Réseaux pluviaux en système unitaire ou séparatif (canalisation circulaire) connaissant (la pente du tronçon et le débit).



a) Le point d'intersection entre (la pente et le débit), nous donne le diamètre de la conduite.

Dans ce cas :  $D$  est entre 300 et 400mm et plus proche de 400 mm , donc on a choisi  $D= 400$  mm.

b) En continuant la prolongation de la ligne de la pente et du diamètre et on détermine le débit pleine section.  $Q_{PS} = 0.135$  m<sup>3</sup>/s

c) Le point d'intersection de la ligne rouge // à la ligne de la vitesse, nous donne la vitesse à pleine section.  $V_{PS} = 1.15$  m/s

## 2. En utilisant l'abaque (Annexe C)

Variation des débits et des vitesses en fonction du remplissage (Ouvrages circulaires)

Connaissant  $H= 0.7$  m et le diamètre  $D =800$  mm, on calcule :

$$r_H = 0.6/0.8 = 0.75 , \quad r_H = 0.75$$

De l'abaque on tire  $r_v = 1.11$

La vitesse d'écoulement  $V_{éc} = r_v * v_{PS} = 1.11 * 1.92 = 2.11$  m/s

$$V_{éc} = 2.80 \text{ m/s}$$

et on tire aussi  $r_Q = 0.95$

$$r_Q = Q_t / Q_{ps} \text{ donc } Q_t = r_Q \times Q_{ps} = 0.95 \times 0.96 = 0.195 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_t = 0.91 \text{ m}^3/\text{s}$$

### Application 4.2

Dans une agglomération de 40 000 habitants, la conduite du réseau d'égouts est en béton présente une pente moyenne de  $I = 1.5 \%$  et un coefficient de Strickler  $K_r = 75$ .

Données :  $\text{Dot} = 150 \text{ l/hab/j}$  et le taux de rejet  $\text{Tr} = 85\%$

1. Calculer le débit maximal évacué par la conduite.
2. Calculer le diamètre de la conduite.
3. Calculer la vitesse d'écoulement.
4. Calculer la hauteur de remplissage.

### Solution

#### 1. Le débit moyen des eaux usées

$$Q_{moyj} = \frac{N \times \text{Dot} \times \text{Tr}}{86400} \quad (\text{l/s})$$

$$Q_{moyj} = \frac{40000 \times 150 \times 0.85}{86400}$$

$$Q_{moyj} = 59.02 \quad (\text{l/s})$$

Le coefficient de pointe  $K_p$  :

$$K_p = 1.5 + \frac{2.5}{\sqrt{Q_{moyj}}}$$

$$K_p = 1.5 + \frac{2.5}{\sqrt{59.02}}$$

$$K_p = 1.82$$

Le débit de pointe évacué sera :

$$Q_{pointe} = K_p \times Q_{moyj}$$

$$Q_{pointe} = 1.82 \times 59.02$$

$$Q_{pointe} = 107.4 \text{ l/s} = 0.107 \text{ m}^3/\text{s}$$

## 2. Calcul du diamètre

$$D_{cal} = (3,2 Q / K_S \cdot I^{1/2})^{3/8}$$

$$D_{cal} = (3,2 \times 0.107 / 75 \times 0.015^{1/2})^{3/8}$$

$$D_{cal} = 0.291 \text{ m}$$

On adopte un diamètre normalisé  $D_N = 0.300 \text{ m}$

## 3. Calcul de la vitesse d'écoulement

$$V_{PS} = K_S \cdot D^{2/3} \cdot I^{1/2} / 4^{2/3}$$

$$V_{PS} = 75 \times 0.3^{2/3} \cdot 0.015^{1/2} / 4^{2/3}$$

$$V_{PS} = 1.64 \text{ m/s}$$

$$Q_{PS} = V_{PS} \cdot \pi \cdot D^2 / 4$$

$$Q_{PS} = 1.64 \times \pi \cdot 0.3^2 / 4$$

$$Q_{PS} = 0.116 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$R_Q = Q_t / Q_{PS}$$

$$R_Q = 0.107 / 0.116$$

$$R_Q = 0.92$$

D'après l'abaque (annexe III) ce rapport des débits correspond à :

$$R_V = 1,14 \quad \longrightarrow \quad V = R_V \cdot V_{PS} = 1.14 \times 1.64 = 1.87 \text{ m/s}$$

$$R_H = 0,78 \quad \longrightarrow \quad H = R_H \cdot D_{nor} = 0.78 \times 0.3 = 0.23 \text{ m}$$

La vitesse d'écoulement est alors supérieure à 1 m/s

La hauteur de remplissage est 0.23 m

Le dimensionnement de tous les collecteurs et la détermination de leur paramètres hydrauliques sont résumés dans le tableau suivant:

**Tableau 4.2.** Calcul hydraulique du réseau d'assainissement

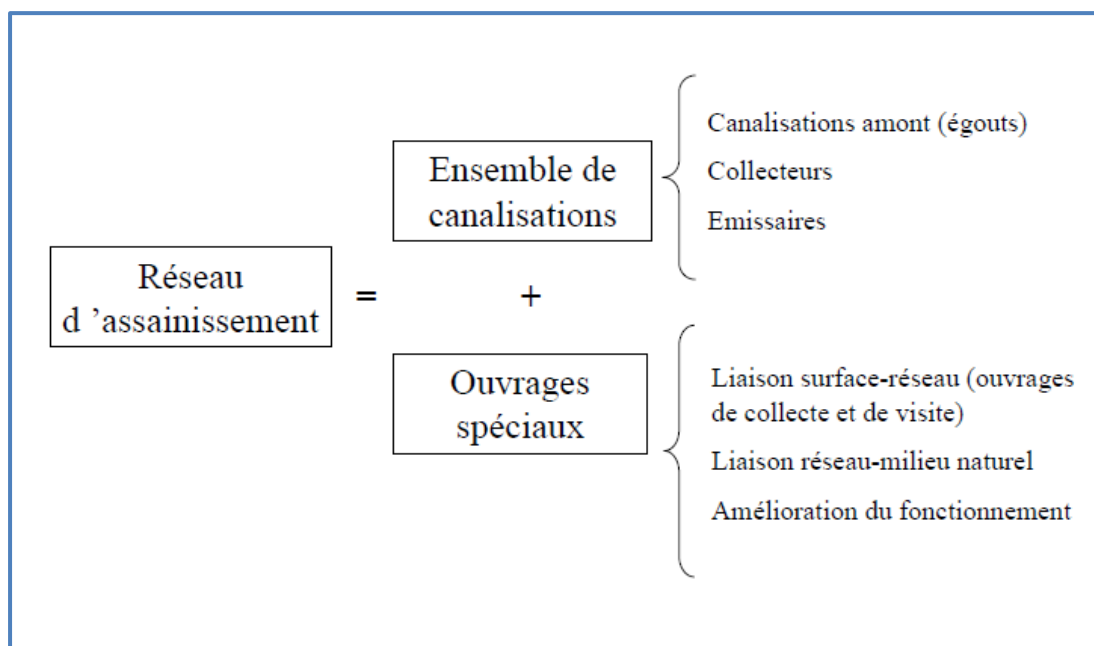
N° du regard		Côtes du TN (m)		Côtes des raders (m)		Longueur	Pente	Débit EP	Débit EU	Dcal (mm)	Dnor (mm)	Vps (m/s)	Qps (m <sup>3</sup> /s)	R <sub>Q</sub>	R <sub>V</sub>	R <sub>H</sub>	V (m/s)	H (m)
R <sub>am</sub>	R <sub>av</sub>	TN <sub>am</sub>	TN <sub>av</sub>	CR <sub>am</sub>	CR <sub>av</sub>													

## CHAPITRE V • OUVRAGES ANNEXES DU RESEAU D'ASSAINISSEMENT

### 5.1. Introduction

Les éléments constitutifs d'un réseau d'égout se subdivisent en :

- Ouvrages principaux.
- Ouvrages annexes.



### 5.2. Ouvrages principaux :

Les ouvrages principaux comprennent :

- Les tuyaux cylindriques préfabriqués en usine, qui sont distingués par leurs diamètres intérieurs (diamètre nominal en mm).
- Les tuyaux ovoïdes préfabriqués qui sont distingués par leurs hauteurs intérieures (nominale exprimé en cm).
- Les ouvrages visitables de profils particuliers.

L'utilisation des conduites circulaires est réservée aux faibles sections.

La forme circulaire est simple à fabriquer. Elle peut être utilisée pour les grandes sections avec certains inconvénients :

- Largeur importante de la tranchée.
- Vitesse d'écoulement faible pour des tirants d'eau faibles, d'où surgit la difficulté du curage et de l'entretien.

Pour pallier au problème d'auto curage, le profil circulaire est remplacé par la forme ovoïde, quand cela est possible.

Les diamètres des conduites circulaires équivalents aux conduites ovoïdes de hauteur H sont donnés dans le tableau V.I :

**Tableau 5.1.** Diamètres des conduites circulaires équivalents aux hauteurs des conduites ovoïdes.

H (mm)	D (mm)
1000	800
1300	1000
1500	1200
1800	1400
2000	1500



### 5.2.1 Canalisations :

#### 5.2.1.1. Matériau des canalisations :

Il existe plusieurs types de conduites qui diffèrent suivant leur matériau constitutif et leur destination.

##### ✓ Conduite en fonte :

Ce type de conduite a été imposé à titre de sécurité pour la traversée d'un bassin hydrominéral par un collecteur d'eau usée. Les raffineries de pétrole utilisent couramment ce type de matériel pour évacuer les eaux usées industrielles (**Figure 5.1**).



**Figure 5.1.** Photo d'une conduite en fonte.

##### ✓ Conduites en béton non armé :

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



**Figure 5.2.** Photo d'une conduite en béton non armé

✓ Conduites en béton armé :

L'armature formant la conduite en béton armé se compose :

- ✓ De génératrices disposées en parallèle. On peut parfois rencontrer plusieurs couches de génératrices en fonction des conditions de pose.
- ✓ De cerces disposées de telle façon à former des grilles avec les génératrices et écartées d'environ 15 cm les unes des autres.
- ✓ Les conduites type BONNA comportent en plus des armatures, une âme en tôle pour assurer l'étanchéité et augmenter la résistance de la conduite.



**Figure 5.3.** Photo d'une conduite en béton armé.

✓ Conduites en grès artificiels :

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 par les agents chimiques, sauf l'acide fluorhydrique. L'utilisation de ce type de canalisation est recommandé dans les zones industrielles.

✓ Conduite en amiante ciment :

Les conduites en amiante ciment à utiliser sont celles de série « assainissement» du type sans emboîtement, le revêtement intérieur de la paroi est à base d'enduit antiacide.

✓ Conduite en matières plastique

On distingue :

- ✓ les conduites en matières thermodurcissables.
- ✓ les conduites en matières thermoplastiques.

Elles présentent les caractéristiques suivantes :

- Résistance aux chocs.
- Résistance au gel.
- Résistance à la corrosion chimique.
- Adaptation à la déformation.
- Facilité de pose et de transport.



**Figure 5.4.** Photo d'une conduite en matière plastique.

#### *5.2.1.2. Choix du type de canalisation :*

Le matériau des conduites est choisi en fonction :

- De la nature du sol (agressivité, stabilité).
- De la nature chimique des eaux usées transportées par la conduite.
- Des efforts extérieurs auxquels les conduites sont soumises.
- Du milieu à traverser.

Généralement on opte pour des conduites en béton ou en béton armé

#### *5.2.2. Les joints des conduites en béton :*

Le choix judicieux des assemblages est lié à la qualité du joint. Ce dernier est en fonction de la nature des eaux et leur adaptation vis à vis de la stabilité du sol et en fonction de la nature des tuyaux et de leurs caractéristiques (diamètre, épaisseur). Pour avoir une bonne étanchéité quel que soit la nature du sol, les joints doivent être confectionnés en élastomère, contre les eaux intérieures et extérieures.

Pour les tuyaux en béton armé on a différents types des joints à utiliser :

### 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. Ce sont des joints à emboîtement ou l'étanchéité est assurée grâce à l'anneau en élastomère. Ce joint s'adapte pour les terrains en pente grâce à l'immobilité d'un anneau placé dans son longis. Il est valable pour tous les diamètres.

### b) Joint à demi emboîtement :

La liaison entre deux bouts se fait par bourrage de ciment, utilisé uniquement dans les terrains durs et pour la canalisation sans charge. Le déboîtement est très facile pour les terrains qui tassent et en pente. Il y a risque de débordement si la pression est trop élevée, Il est à éviter pour les terrains à forte pente.

### c) Joint torique :

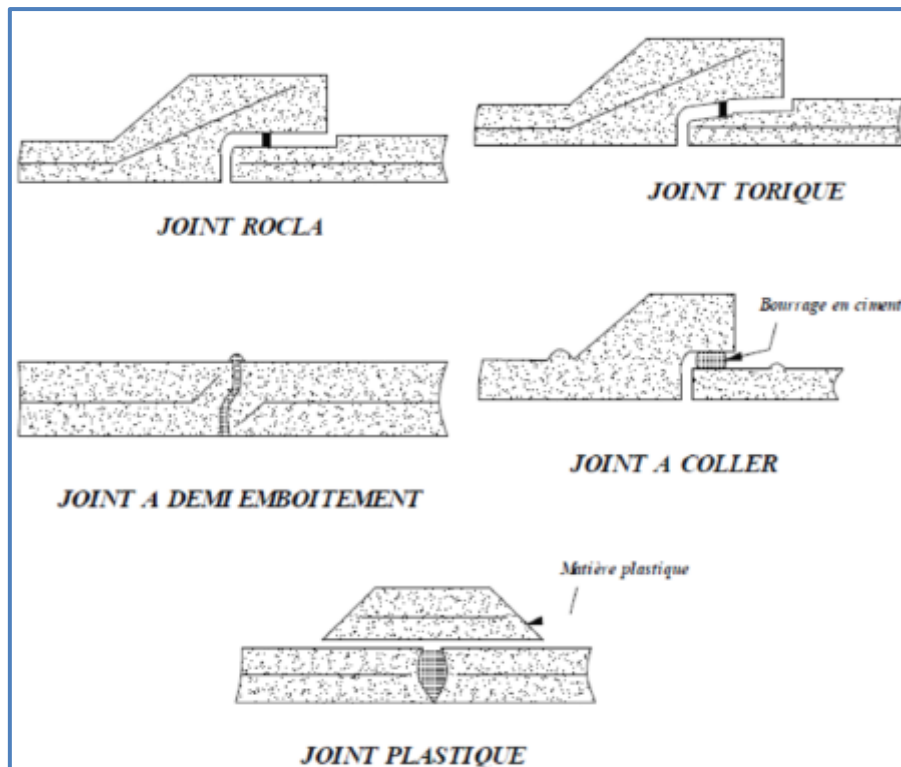
Il est remplacé dans la plupart des cas par le rocra. Il s'adapte pour les sols à faible pente à condition que la pression ne soit pas très élevée. Il s'adapte également pour les terrains en pente grâce au jeu de 1 cm.

### d) Joint à collet :

C'est un joint à emboîtement rigide avec coulage en ciment, utilisé uniquement dans les bons sols et à éviter dans les terrains argileux.

### e) Joint plastique :

Ce joint est étanche et résistant même si la conduite est en charge. La présence du cordon en bitume et la bague ou manchon en matière plastique contribue à la bonne étanchéité. Il s'adapte presque à tous les sols si la confection est bien faite.



**Figure 5.5.** Différents types de joints

### 5.2.3 Différentes actions supportées par la conduite :

Du fait que les canalisations sont exposées aux différentes actions (extérieures et intérieures), le choix du matériau de la conduite doit être judicieux, parmi ces actions on cite :

✓ **Actions mécaniques :**

Elles s'expriment par les frottements des particules (graviers, sables) présentes dans l'eau à évacuer contre les parois intérieures de la canalisation. Ces actions engendrent l'érosion de ces dernières.

✓ **Action statique :**

Les actions statiques sont dues aux surcharges fixes ou mobiles comme le remblai, le mouvement de l'eau dans les canalisations et celles des charges dues au trafic routier.

**Tableau 5.2.** Caractéristiques du tuyau en béton armé

Diamètre nominal (mm)	Epaisseurs minimales des parois (mm)
800	66-116
1000	66-116
1200	71-121
1400	119 -146
1600	130 -158
1800	133-177
2000	141 -194

✓ **Actions chimiques :**

Elles se passent généralement à l'intérieur de la conduite, et sont dues à des agents chimiques présents dans les eaux d'origine industrielle.

**5.2.4. Protection des conduites :**

Les moyens de lutte contre ces actions peuvent être résumés comme suit :

- Les temps de séjour des eaux usées dans les canalisations doivent être réduits au maximum.
- L'élimination des dépôts doit s'opérer régulièrement, car ces derniers favorisent le développement des fermentations anaérobies génératrices d'hydrogène sulfuré (H<sub>2</sub>S). Qui est le principale facteur de la corrosion de la partie sèche de la canalisation.
- Une bonne aération permet d'éviter les condensations d'humidité sur les parois et de réduire ainsi la teneur en H<sub>2</sub>S.

- Le revêtement intérieur des conduites par le ciment limoneux ou le ciment sulfaté avec un dosage suffisant dans le béton (300 à 350 kg/m<sup>3</sup> de béton).
- L'empêchement de l'entrée des sables par implantation des bouches d'égout.
- Le rinçage périodique des conduites.

### 5.2.5 Essais des tuyaux préfabriqués :

Plusieurs types d'essais doivent être effectués :

- Essai à l'écrasement.
- Essai à l'étanchéité.
- Essai à la corrosion.

#### 5.2.5.1. Essai à l'écrasement :

L'épreuve à l'écrasement se fait par presse automatique avec enregistrement des efforts. Ils doivent être répartis uniformément sur la génératrice supérieure de la conduite. La mise en marche est effectuée jusqu'à la rupture par écrasement ou ovalisation de la conduite à une vitesse de 1000 daN/m de longueur et par minute. Elle peut être directement comparée à la pression exercée par le remblai.

#### 5.2.5.2. Essai d'étanchéité :

L'essai à l'étanchéité est obligatoire à l'usine et sur le chantier.

- à l'usine : la conduite est maintenue debout, remplie d'eau, la diminution du niveau d'eau ne doit pas dépasser 2cm en 24 heures.
- sur le chantier : l'un des trois essais suivants peut être envisagé.

1) l'essai à l'eau effectué pendant 30mn pour les faibles diamètres ainsi que pour les joints, la pression est augmentée jusqu'à 3 bars.

2) l'essai à la fumée : cet essai ne peut être effectué qu'en absence de vent et que si la conduite n'est pas humide.

3) l'essai à l'air: Sous pression de 1 bar pendant 30 minutes, et sous une pression de 0,5 bar durant 3



minutes, Pour les conduites circulaires.

#### 5.2.5.3. Essai à la corrosion :

Les conduites en béton sont les plus utilisées et les plus gravement corrodées par l'hydrogène sulfuré. La corrosion du béton commence par la baisse de pH superficiel suite au lessivage de la chaux en excès et à la carbonatation de la surface par le gaz carbonique.

L'épreuve de corrosion se fait par l'addition de différents acides (acide chlorhydrique, acide nitrique, acide sulfurique). Après le lavage à l'eau douce et l'assèchement à l'étuve, on pèse l'échantillon. Les surfaces de la paroi interne ne doivent pas être altérées.

### 5.3. Ouvrages annexes :

L'attention est attirée sur l'importance des ouvrages annexes tant du point de vue constructif que d'entretien pour l'exploitation rationnelle des réseaux d'égout.

Les ouvrages annexes comprennent :

- Les ouvrages normaux.
- Les ouvrages spéciaux.

#### 5.3.1 Ouvrages normaux :

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

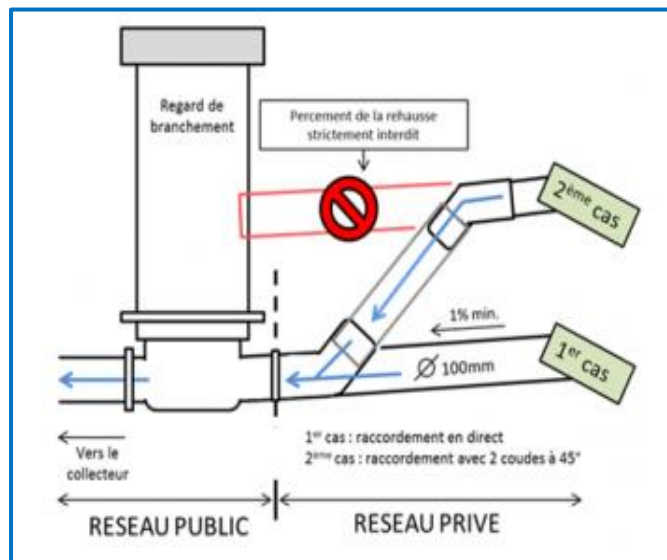
##### 5.3.1.1. Branchements :

Leur rôle est de collecter les eaux usées et les eaux pluviales d'immeubles.

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 du bon fonctionnement du réseau
- ❖ Des canalisations de branchement qui sont de préférence raccordées sous un angle de 45° ou 60° par rapport à l'axe général du réseau public.

- ❖ Les dispositifs de raccordement de la canalisation de branchement qui sont liés à la nature et aux dimensions du réseau public.



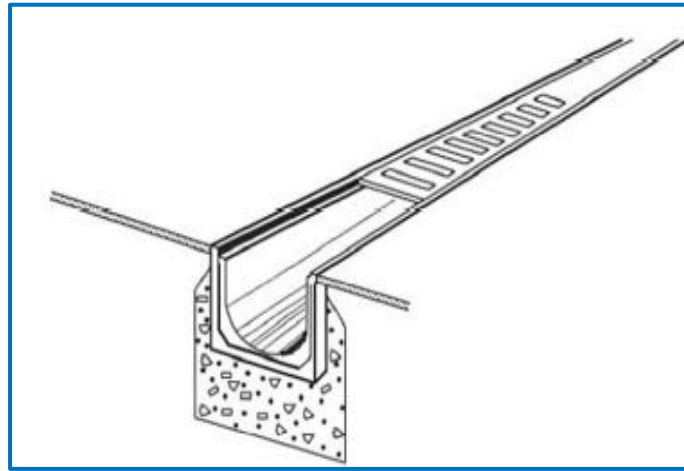
**Figure 5.6 :** Branchements

#### 5.3.1.2. Fossés :

Les fossés sont destinés à recueillir les eaux provenant des chaussées en milieu rural. Ils sont soumis à un entretien périodique.

### 5.3.1.3. Caniveaux :

Ce sont des ouvrages annexes de voirie destinés à la collecte des eaux pluviales provenant de la chaussée et éventuellement du trottoir.



**Figure 5.7.** Caniveaux à grille.

### 5.3.1.4. Bouches d'égout :

Les bouches d'égout sont destinées à collecter les eaux en surface (pluviales et de lavage des chaussées). On les trouve au point bas des caniveaux, soit sous le trottoir. La distance entre deux bouches d'égouts est en moyenne de 50m, la section d'entrée est en fonction de l'écartement entre les deux bouches afin d'absorber le flot d'orage venant de l'amont.

Elles peuvent être classées selon deux critères : la manière de recueillir les eaux et la manière dont les déchets sont retenus. On distingue la bouche à absorption latérale (fig. a), ou à absorption par le haut (**Figure 5.8**).

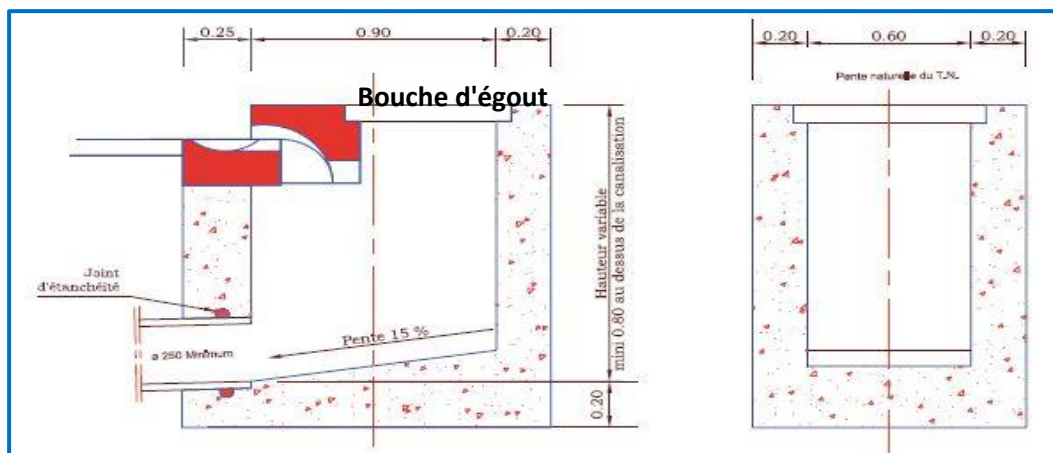
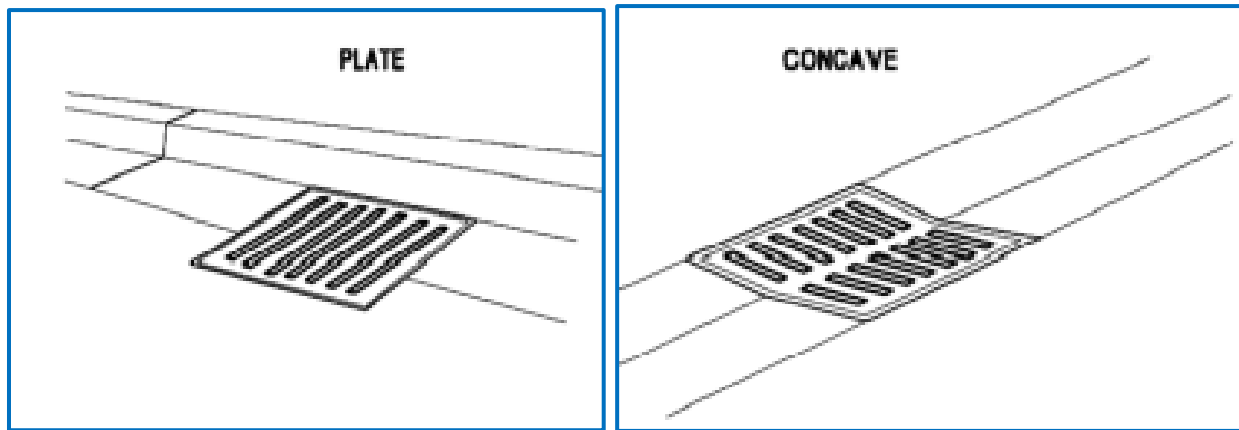


Figure 5.8 : Bouches d'égouts

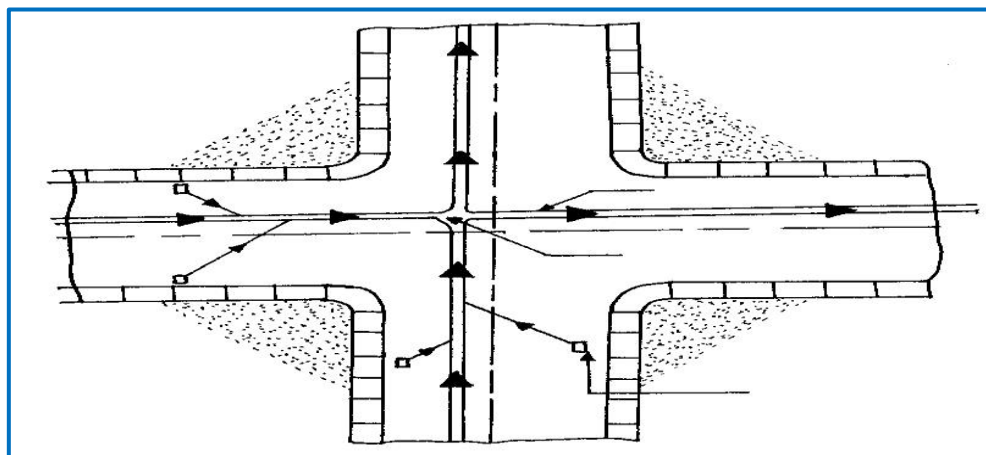


Figure 5.9. Emplacement des bouches d'égouts

5.3.1.5. Regards :

Les regards sont en fait des fenêtres par les quelles le personnel d'entretien pénètre pour

assurer le service et la surveillance du réseau. Ils varient en fonction de l'encombrement et de la pente du terrain ainsi que du système d'évacuation. Ils assurent aussi l'aération du réseau.

La distance entre deux regards est variable

- ❖ 35 à 50 m en terrain accidenté.
- ❖ 50 à 80 m en terrain plat.

Sur les canalisations les regards doivent être installés :

- A chaque changement de direction.
- A chaque jonction de canalisation.
- Aux points de chute.
- A chaque changement de pente.
- A chaque changement de diamètre.

On peut avoir plusieurs types à savoir :

- **Regard de visite :**

Ces regards sont destinés à l'entretien courant et le curage régulier des canalisations tout en assurant une bonne ventilation de ces dernières, l'intervalle d'espacement est de 35 à 80m.

- **Regard de jonction :**

Ils servent à unir deux collecteurs de même ou de différentes sections, ils sont construits de telle manière à avoir :

- ✚ Une bonne aération des collecteurs en jonction (regard).
- ✚ Les dénivelées entre les radiers des collecteurs.
- ✚ Une absence de reflux d'eau par temps sec.
- ✚ Les niveaux d'eau des conduites doivent être à la même hauteur.

- **Regard de chute : [1]**

C'est l'ouvrage le plus répandu en Assainissement, il permet d'obtenir une dissipation d'énergie en partie localisée, il est très utilisé dans le cas où le terrain d'une agglomération est trop accidenté.

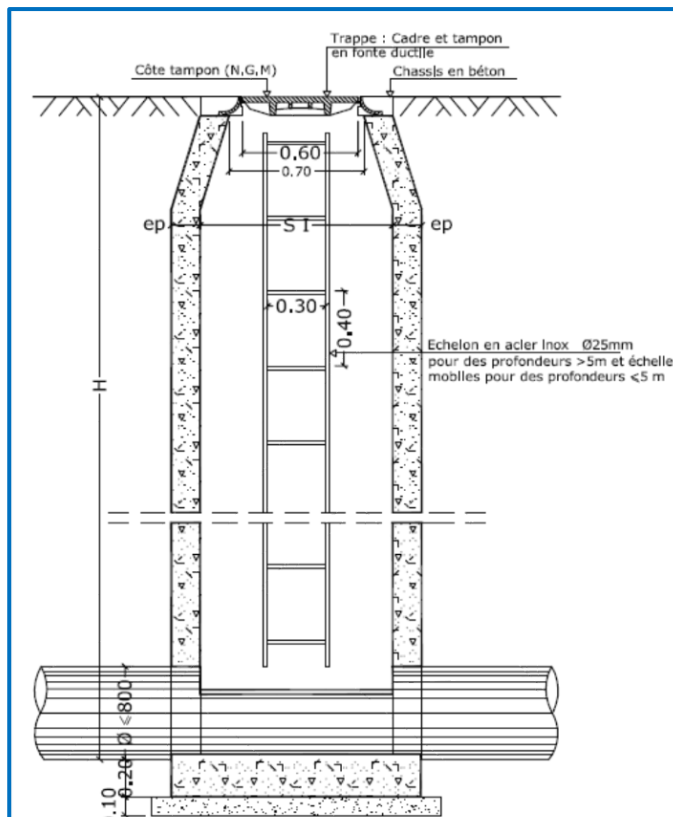
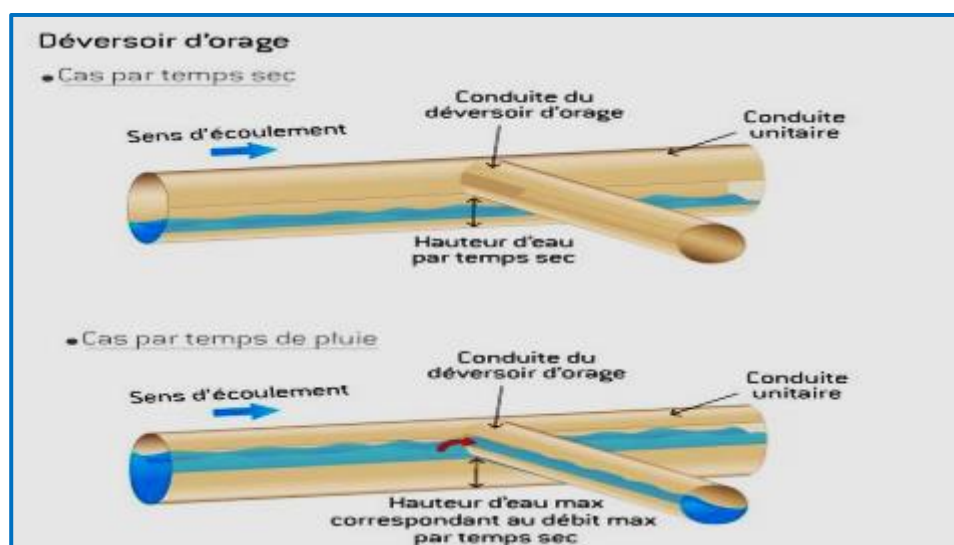


Figure 5.10 . Regard de visite.

### 5.3.2. Ouvrages spéciaux :

#### 5.3.2.1. Déversoirs d'orage :

Un déversoir d'orage est un ensemble de dispositifs permettant d'évacuer par surverse les pointes de ruissellement de manière à décharger le réseau aval.



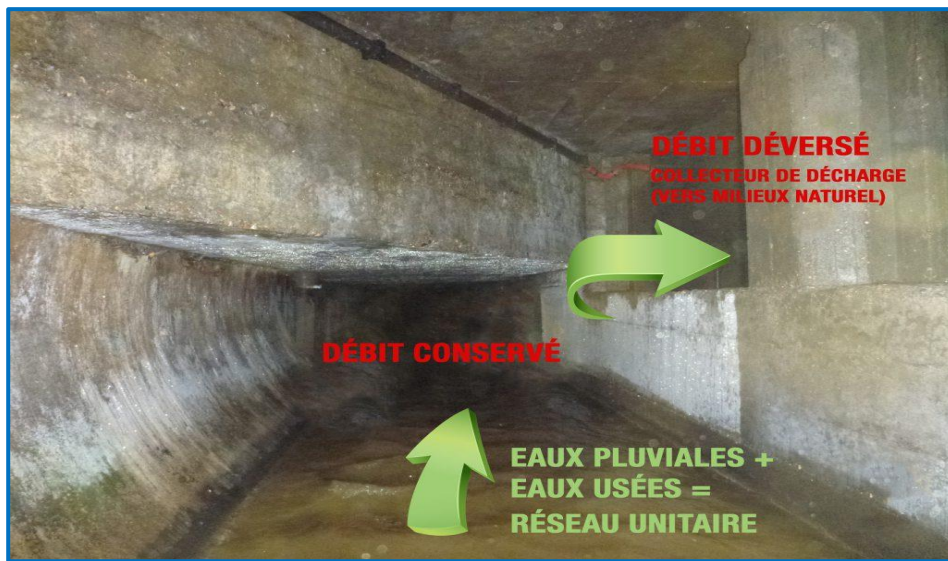
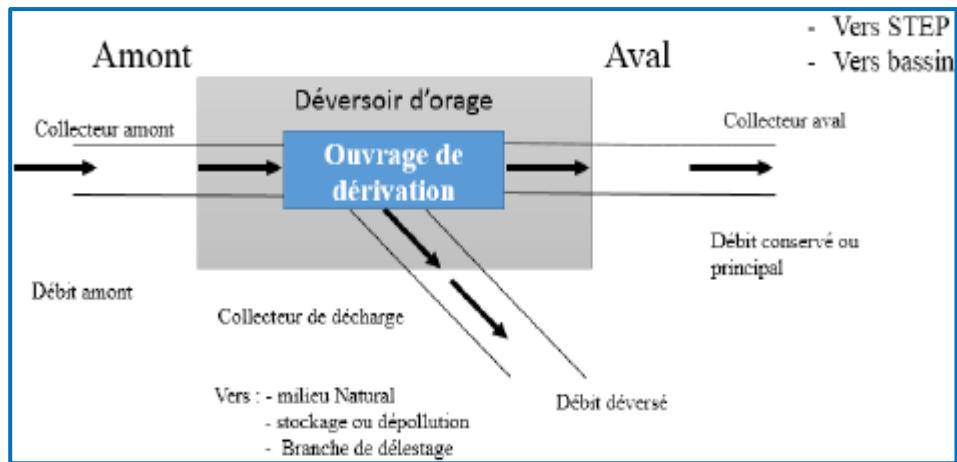


Figure 5.11. Déversoir d'orage

### a) Emplacement des déversoirs d'orage :

Ils sont placés :

- Avant la station d'épuration pour la régularisation du débit.
- Au milieu du réseau pour réduire les diamètres des collecteurs, ou décharger un collecteur

Avant leurs projections il faut voir :

- Le milieu récepteur et son équilibre après le rejet des effluents dont il faut établir un degré de dilution en fonction du pouvoir auto épurateur du milieu récepteur.
- La capacité et les surfaces des ouvrages de la station d'épuration pour éviter les surcharges et le mauvais fonctionnement.

- La topographie du site et La variation des pentes.

### **b) Types des déversoirs :**

On distingue différents types des déversoirs selon la pente, l'écoulement, la position de la STEP.

- Les déversoirs à seuil latéral.
- Les déversoirs à seuil frontal.
- Les déversoirs avec ouverture du radier.
- Les déversoirs siphoniques.
- Les déversoirs automatiques.
- Les déversoirs à barrage gonflable.

### **Déversoir d'orage à seuil frontal**

Le déversement s'effectue en face du collecteur d'amenée ou dans un changement de direction. Dans cette disposition, le seuil ne doit pas être élevé pour ne pas trop réduire la section d'écoulement.

L'implantation de ce type de déversoir d'orage est tout indiquée sur une branche de réseau adjacente à un collecteur de berge, à condition de n'être pas perturbée, par les mises en charge imposées à l'aval.





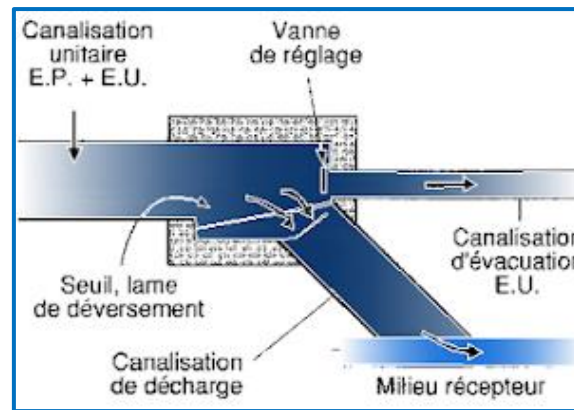
**Figure 5.12.** Déversoir à seuil frontal.

### Déversoir d'orage à seuil latéral

Le déversoir d'orage classique à seuil latéral biais ou unilatéral à seuil haut ou bas peut être équipé de dispositifs de vannage. Il présente l'intérêt majeur de permettre la conception d'un seuil long sans occuper beaucoup de place.

A l'aval de la chambre de déversement, le contrôle du débit conservé en système unitaire peut être réalisé par le choix d'un orifice calibré, situé à l'entrée du collecteur unitaire aval ou collecteur d'acheminement des eaux polluées vers la station d'épuration :

- S'il s'agit d'un seuil latéral bas (le rapport entre le diamètre du collecteur d'entrée et la hauteur du seuil étant important), il n'est pas possible de mettre en place un orifice calibré réglable ;
- Au contraire, s'il s'agit d'un seuil latéral haut (le rapport entre la hauteur du seuil et le diamètre du collecteur de sortie étant supérieur ou égal à 2), il est obligatoire de mettre en place une vanne réglable pour ajuster le calibrage du débit conservé.



**Figure 5.13.** Déversoir classique à seuil latéral biais.

### Déversoir d'orage à double seuil latéral

Dans ce type de déversoir d'orage, la cunette transitant le débit de temps sec et de « petite pluie » est suspendue dans la longueur de la chambre. Il s'agit de cas bien particuliers, au niveau d'une chute dans le collecteur ou liés à de très fortes pentes.

### Déversoir d'orage avec ouverture du radier

Dans ce type de déversoir d'orage, le débit de temps sec et de « petite pluie » passe par l'orifice dans le fond ou sur le côté du radier.

Le débit de fuite de temps sec ou de petite pluie se calcule selon la loi des orifices.

Il s'agit d'un type d'ouvrage à déconseiller fortement, qui a tendance à se boucher en permanence, donc à déverser souvent par temps sec.

### 5.3.2.2 bassins de retenue d'eaux pluviales

Le transit des eaux de ruissellement provenant de zones urbanisées équipées suivant le mode Séparatif (ou pseudo-séparatif) au moyen de collecteurs dimensionnés de façon suffisante pour pouvoir évacuer les pointes des débits d'orage, parfois sur de longues distances jusqu'aux exutoires utilisables, entraîne en général des dépenses élevées.

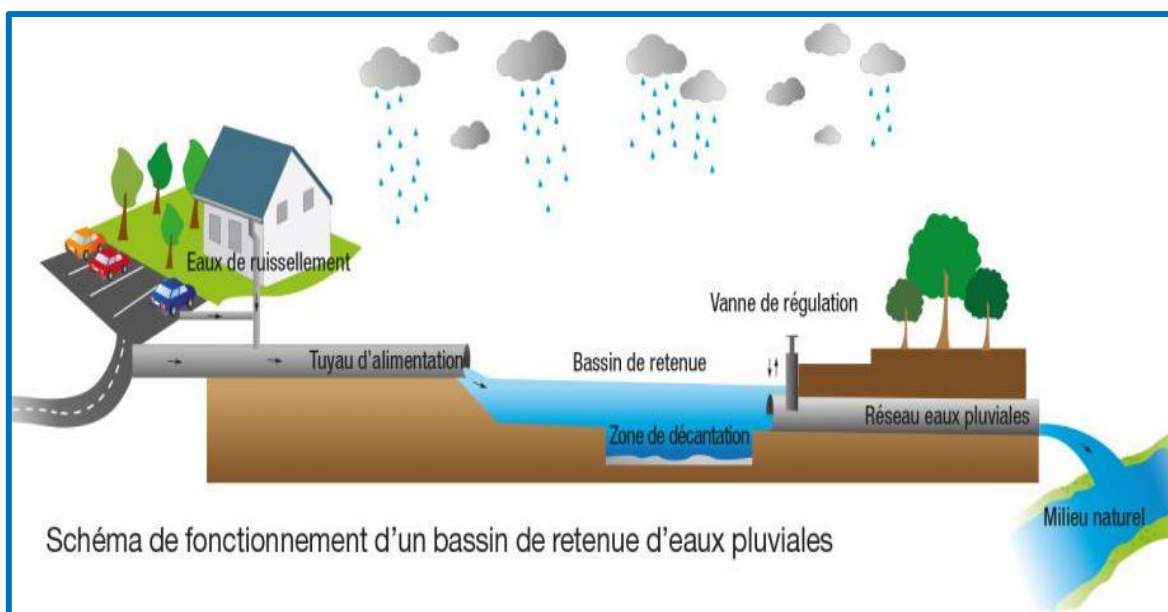
Dans bien des cas, une solution fonctionnelle meilleure consiste à écrêter ces pointes d'orages et à les stocker, soit à l'extérieur de la zone d'apport aussi près que possible de celle-ci, soit à l'intérieur même de cette zone, dans un ou plusieurs bassins ou dans des canaux à ciel ouvert, il sera ainsi possible de réduire très notablement les dimensions des collecteurs d'évacuation ou encore de réduire les frais d'aménagement de ruisseaux à faible capacité d'évacuation donc, en définitive, d'aboutir à une dépense moindre.

Les bassins de retenue peuvent, par ailleurs, présenter un intérêt certain en matière d'environnement (pêche, canotage, etc.)

Ils peuvent aussi jouer un rôle pratique (réserves d'incendie et d'arrosage). Enfin, les retenues, qu'elles soient à « sec » ou « en eau » servent à améliorer la qualité des cours d'eau

Les bassins de retenue doivent être conçus en tenant compte de :

- L'adaptation au tissu urbain dans lequel se situe le bassin.
- L'objectif de qualité pour l'utilisation prévue.
- L'objectif de qualité pour le milieu récepteur aval.



**Figure 5.14.** Coupe schématique d'un bassin de retenue en eau

## Conclusion générale

En conclusion, si tous les êtres humains n'ont pas accès à l'eau potable et que tant de personnes en souffrent et en meurent, c'est parce que tous les pays n'ont pas les mêmes infrastructures, pas le même niveau de développement, l'eau ne manque pas, simplement la faire parvenir jusqu'aux endroits demandés est très difficile dans certains pays. L'importance de l'eau dans l'économie humaine ne cesse de croître, et l'approvisionnement en eau douce devient ainsi de plus en plus difficile, tant en raison de l'accroissement de la population et de son niveau de vie que du développement accéléré des techniques industrielles modernes.

L'eau ne suffit pas, il faut évidemment qu'elle soit potable, et comme nous l'avons expliqué, l'eau est aussi la cause de graves maladies, c'est pour cela qu'une eau avant d'être consommée doit avoir subi un traitement et respecter des normes. Sans eau, la vie n'est pas possible, c'est pour cela que c'est un besoin indispensable à l'homme.

À travers l'histoire, la société s'est peu soucée de la protection de l'environnement et des ressources en eau en particulier. Pendant des années, nous pouvions rejeter nos déjections, peu ou non traitées dans le cours d'eau le plus proche. Tant qu'il y avait assez d'eau pour opérer la dilution, la nature s'occupait de nos problèmes d'élimination. La charge de déchets allant en augmentant, le processus d'épuration naturelle a fini par ne plus suffire et les cours d'eau ont commencé à ressembler à des égouts à ciel ouvert. Au cours des cinquante dernières années, et plus récemment dans la plupart des régions, notre société a réalisé qu'elle devait aider la nature en traitant les eaux usées avant de les déverser dans l'environnement.

Nous en sommes venus à la conclusion que le traitement adéquat de nos eaux usées permet de mieux protéger la santé de la population. En plus, le traitement accroît la protection de la faune et du milieu aquatique et nous permet de profiter d'activités de loisirs sur l'eau et près des cours d'eau.

## Références bibliographiques

- [1] Atteia, A. Chimie et pollutions des eaux souterraines, édition Tec et Doc (2005), 400 p.
- [2] Degremont Mémento Technique de l'eau 2ème édition tome 1 édition Lavoisier, Paris, France, (2005).
- [3] Regis, B. Les réseaux d'assainissement, Lavoisier Tec & Doc, (2008) 1002p.
- [4] Rodier, J. L'Analyse de l'eau : Eaux naturelles, eaux résiduaires, eau de mer, 9 ème Edition Dunod, (2009).
- [5] Brière, F. Distribution et collecte des eaux, édition de l'école polytechnique de Montréal, (1997).
- [6] Gomella. C et Gurree. H, , « Guide d'assainissement dans les agglomérations urbaines et rurales (tome 1) ». Edition Eyrolles, Paris, (1986).
- [7] Valiron, F. Gestion des eaux d'alimentation en eau et assainissement, Ed. Presses Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, (1990), 350p.
- [8] Carlier M.. Hydraulique générale et appliquée. Eyrolles, (1986), 582p.

# Annexe

Annexe A : Abaque représente les réseaux d'eaux usées en système séparatif.

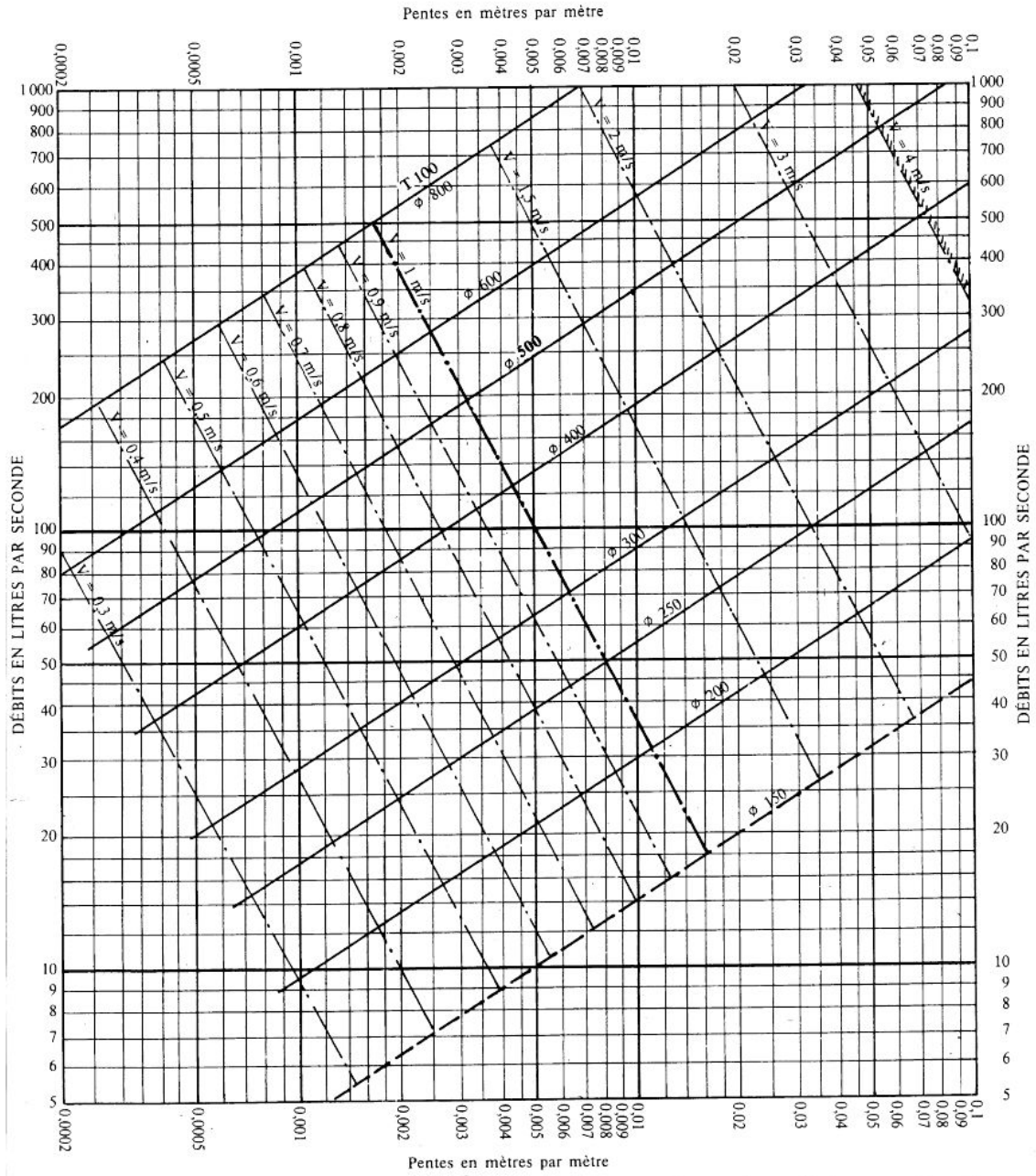
Annexe B : Abaque représente les réseaux pluviaux en système unitaire ou séparatif.

Annexe C : Abaque représente la variation des débits et vitesses en fonction de remplissage.

Annexe D : Tableau représente les relations hydrauliques pour différentes hauteurs de remplissage dans le cas des canalisations à section circulaire

# Annexe A

## RÉSEAUX D'EAUX USÉES EN SYSTÈME SÉPARATIF

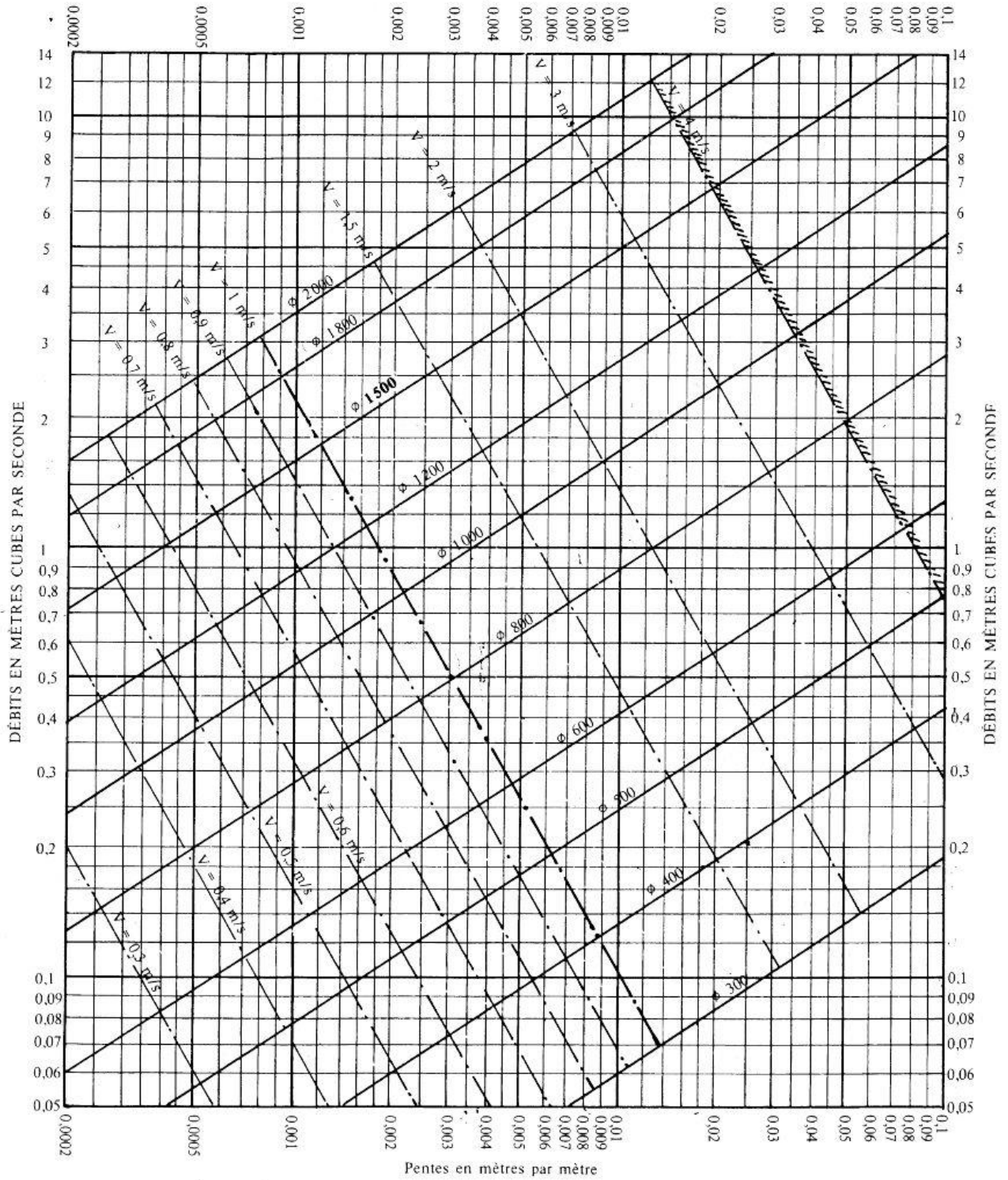


**Nota.** - La valeur du coefficient de Bazin a été prise égale à 0,25. Lorsque la pose des canalisations aura été particulièrement soignée, et surtout si le réseau est bien entretenu, les débits pourront être majorés de 20 % ( $\gamma = 0,16$ ). A débit égal, les pentes pourront être réduites d'un tiers.



## Annexe B

### RÉSEAUX PLUVIAUX EN SYSTÈME UNITAIRE OU SÉPARATIF (Canalisations circulaires)

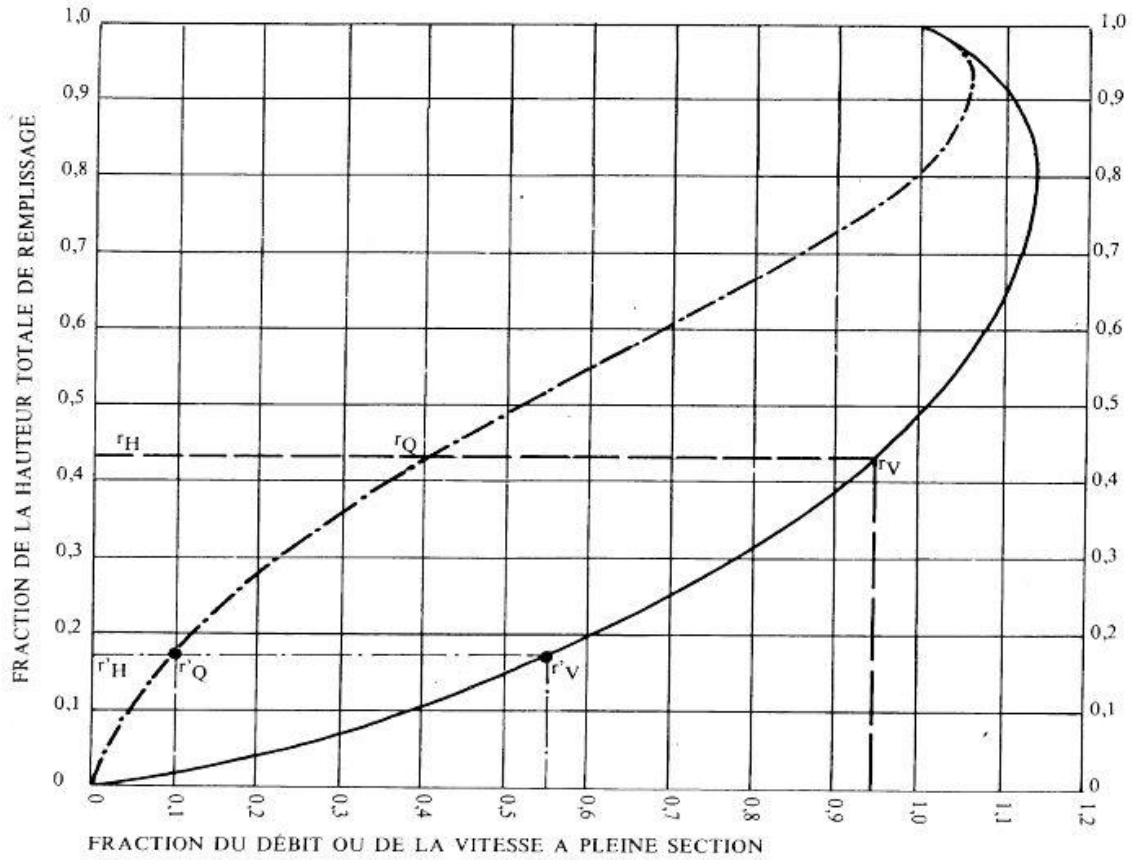


**Nota.** - La valeur du coefficient de Bazin a été prise égale à 0,46. Lorsque la pose des canalisations aura été particulièrement soignée, et surtout si le réseau est bien entretenu, les débits pourront être majorés de 20 % ( $V = 0,30$ ). A débit égal, les pentes pourront être réduites d'un tiers.

## Annexe C

### VARIATIONS DES DÉBITS ET DES VITESSES EN FONCTION DU REMPLISSAGE

a) Ouvrages circulaires



$Q_{ps1}$  : débit à pleine section

$Q$  débit à évacuer

$$r_Q = \frac{Q}{Q_{ps1}} \quad r_V = \frac{V}{V_{ps}} \quad \text{et} \quad r_H = \frac{h}{\phi_1}$$

Dans l'ensemble ci-contre :

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

## Annexe D

Tableau – Relations hydrauliques pour différentes hauteurs de remplissage dans le cas des canalisations à section circulaire

$\rho = \frac{h}{H}$	$\beta' = \frac{S}{D^2}$	$\gamma' = \frac{R}{D}$	$\epsilon' = \frac{V_h}{V_n}$	$\delta' = \frac{Q_h}{Q_n}$	$\theta$
0,025	0,0052	0,016	0,159	0,0010	36° 23'
050	0148	033	257	0045	51° 41'
075	0268	048	333	0112	63° 35'
100	0409	064	401	0208	73° 45'
125	0567	079	464	0334	82° 49'
0,150	0,0739	0,093	0,516	0,0487	91° 9'
175	0925	108	567	0567	98° 55'
200	1118	121	615	0876	106° 15'
225	1323	134	660	1113	113° 16'
250	1535	147	700	1366	120°
0,300	0,1983	0,171	0,776	0,1956	132° 51'
350	2450	194	842	2623	145° 5'
400	2933	215	902	3364	156° 56'
450	3428	234	955	4169	168° 32'
0,500	3928	250	1,000	4997	180°
0,550	0,4428	0,265	1,038	0,5853	191° 29'
600	4923	278	071	6713	203° 4'
650	5405	288	099	7550	214° 55'
700	5873	297	121	8380	227° 9'

$\rho = \frac{h}{H}$	$\beta' = \frac{S}{D^2}$	$\gamma' = \frac{R}{D}$	$\epsilon' = \frac{V_h}{V_n}$	$\delta' = \frac{Q_h}{Q_n}$	$\theta$
0,750	6320	302	131	9099	240°
0,775	0,6533	0,304	1,139	0,9461	246° 44'
800	6735	304	139	9753	253° 9'
825	6933	304	139	1,0042	261° 5'
850	7115	304	139	0305	268° 51'
875	7288	301	131	0491	277° 11'
0,900	0,7445	0,299	1,124	1,0654	286° 16'
925	7588	294	111	0728	296° 25'
950	7708	287	093	0734	306° 15'
975	7803	277	068	0606	323° 37'
1 000	7855	250	000	0000	360°