



## MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

*Pour l'obtention du diplôme d'Ingénieur d'Etat en Hydraulique*

**Option: CONCEPTION DES SYSTEMES D'ASSAINISSEMENT**

**THEME :**

**DIMENSIONNEMENT DU RESEAU D'ASSAINISSEMENT  
DE LA VILLE DE KAOUS (W.JIJEL)**

**Présenté par :**

**NADIR YUCEF MOSBAHI**

**Devant les membres du jury**

<b>Nom et Prénoms</b>	<b>Grade</b>	<b>Qualité</b>
KHETAL Tahar	M.C.A	Président
KADI Latifa	M.A.A	Membre
SALHI Chahrazed	M.A.A	Membre
ZAIBAK Issam	M.A.A	Promoteur

**Session novembre 2020**

## *Dédicaces :*

*Je dédie ce travail*

*À ma famille qui a fait de moi ce que je suis aujourd'hui*

*Particulièrement à mes très chers parents que je ne pourrais jamais assez les remercier car leur affection, leur bienveillance et leur présence à mes côtés sont la source de ma force.*

*À mes frères Mohamed et Anes, ainsi que mes sœurs Lilya, Sali, Habiba, Souhila, Fatima Zahra*

*Une spéciale dédicace à monsieur Mounir Bellaili*

*À mes amis Isslam, Nabil, Oussama, Abd El Kader, Yakoub, Bilal, Djallil, Mouad, Amine, Aimen, Moloud, Lyes, Abd Rezzak*

*Et tous ceux qui m'aiment et qui m'aident*

*Je vous remercie de tout mon cœur, et vous souhaite tout le bonheur du monde.*

*Que dieu vous garde pour moi.*

*Yucef Mosbahi Nadir*

## **Remerciements :**

*Tout d'abord je remercie Dieu le tout puissant de m'avoir donné cette ambition, force, volonté et courage pour réaliser ce modeste travail qui a été fait avec amour, passion et honnêteté.*

*Ensuite je tiens à remercier mes chers parents, qui se sont donné cœurs et âmes pour que je réussisse, qui m'ont aidé moralement et financièrement, et qui m'ont toujours encouragé à donner le meilleur de moi-même.*

*Toute ma gratitude à mon promoteur Monsieur ZAIBAK ISSAM. Pour sa disponibilité, son aide et ses conseils. Ainsi que monsieur AMMARI ABD EL HADI.*

*Je remercie également les membres du jury qui me feront l'honneur d'évaluer et d'apprécier mon travail.*

*Ainsi que toutes mes gratitudes à l'ensemble des enseignants de l'ENSH qui m'ont éclairé, orienté et aidé durant toute ma formation.*

*Sans oublier mes amis qui m'ont beaucoup encouragé, et toutes les personnes ayant contribué de près ou de loin à l'élaboration de ce travail.*

## ملخص

تهدف هذه المذكرة أساسا الى إنجاز شبكة التطهير ل " مدينة قاوس " ( و. جيجل). حيث تطرقنا الى تقدير قيمة كل من المياه المستعملة و مياه الأمطار و قمنا بتحديد مخطط لوضع هذه الشبكة حيث أخذنا بعين الاعتبار كل المعطيات اللازمة و المتعلقة بالمنطقة (طبوغرافيا , المناخ ,المخطط المعماري ... ) كل هذا بغية صرف المياه خارج المدينة الى نقطة تصريف المياه وفقا للمقاييس المعمول بها مراعيين الشروط الأساسية للحفاظ على البيئة و المحيط .

## Résumé :

Notre mémoire a pour objectif principale de dimensionner le réseau d'assainissement de la ville de « KAOUSS », c'est dans ce sens que nous avons évalué les différents débits usées et pluviaux et tracé le réseau d'évacuation tout en prenant en considération les données de site (Topographie, plan d'urbanisation, climat ... etc.). Par la suite les eaux seront évacuées vers des points de rejets, selon les normes applicables, en tenant compte des conditions de base pour la préservation de l'environnement.

## Abstract:

This thesis aims mainly to build the sewage network for the city of KAOUS (W. JIJEL). We dealt with estimating the value of both wastewater and rainwater, and we determined a plan for laying this network taking into account all the necessary data related to the area (topography, climate, architectural plan ...). All this was done in order to drain the water outside the city to a point of discharge according to the applicable standards, taking into account the basic conditions for preserving the environment and the environment.

# TABLE DES MATIERES

---

## Chapitre I

I.1. Introduction :	3
I.2. Situation de la zone d'étude:	3
I.3. Topographie :	5
I.4. Climat :	5
I.4.1. Températures :	5
I.4.2. Pluviométrie :	6
I.4.3. Humidité :	7
I.4.4. Vents :	7
I.5. Hydrographie :	8
I.6. Situation hydraulique :	9
I.6.1. Alimentation en eau potable :	9
I.7. Occupation de sol :	9
I.8. Conclusion :	10

## Chapitre II

II.1. Généralités :	12
II.2. Les averses :	12
II.3. Choix de la période de retour :	12
II.4. Analyse des données pluviométriques :	12
II.5. Test d'homogénéité de la série :	14
II.5.1. Paramètres statistiques de la série :	16
II.5.2. Ajustement de la série :	16
II.5.2.1. Ajustement à la loi de Gumbel :	17
II.5.2.2. Ajustement à la loi de Galton (Log-normale) :	18
II.5.3. Ajustement à la loi GEV :	19
II.5.3.1. Choix de la loi d'ajustement :	21
II.5.3.2. Calcul des pluies et des intensités de courte durée :	22
II.6. Intensité moyenne maximale :	25
II.7. Conclusion :	26

## Chapitre III

III.1. Introduction :	28
III.2. Situation démographique :	28

III.3. Découpage de l'aire d'étude en sous-bassins élémentaires :.....	29
III.4. Système d'évacuation des eaux :.....	29
III.4.1. Les différents systèmes d'assainissements :.....	29
III.4.1.1. <i>Système unitaire</i> :.....	30
III.4.1.2. <i>Système séparatif</i> :.....	30
III.4.1.3. <i>Système pseudo-séparatif</i> :.....	31
III.4.1.4. <i>Système mixte</i> :.....	33
III.4.1.5. <i>Système autonome</i> :.....	33
III.4.1.6. <i>Système composite</i> :.....	33
III.4.2. Le choix du système d'assainissement :.....	33
III.5. Schéma d'évacuation des eaux :.....	33
III.5.1. Les différents schémas d'assainissement :.....	33
IV.2. <i>Le choix du schéma d'évacuation</i> :.....	35
III.6. Le coefficient de ruissellement :.....	36
III.6.1. Méthodes de détermination du coefficient de ruissellement :.....	36
III.6.2. Estimation du coefficient de ruissellement pour chaque sous bassin :.....	38
III.6.3. Détermination du nombre d'habitants pour chaque sous bassin :.....	39
III.6.3.1. <i>Densité partielle</i> :.....	40
III.6.3.2. <i>Densité moyenne</i> :.....	40
III.6.3.3. <i>Coefficient de ruissellement total pondéré</i> :.....	40
Calcul de la population pour chaque sous bassin :.....	40
III.7. Conclusion :.....	42

## **Chapitre IV**

IV.1. Introduction :.....	44
IV.2. Origine et nature des eaux à évacuer :.....	44
IV.2.1. Les eaux usées :.....	44
IV.2.1.1. <i>Les eaux usées domestiques</i> :.....	44
IV.2.1.2. <i>Les eaux usées des services publics</i> :.....	45
IV.2.1.3. <i>Les eaux usées industrielles</i> :.....	45
IV.2.1.4. <i>Les eaux parasites</i> :.....	45
IV.2.2. Les eaux pluviales :.....	46
IV.3. Estimation des débits des eaux usées :.....	46
IV.3.1. Débits des eaux usées domestiques :.....	46
IV.3.1.1. <i>Débit moyen journalier</i> :.....	47
IV.3.1.2. <i>Débit de pointe</i> :.....	47
IV.3.2. Débits des eaux usées des établissements publics :.....	49

IV.3.2.1. Débit moyen journalier :	49
IV.3.2.2. Débit de pointe :	49
IV.3.3. Débits totaux des eaux usées à évacuer :	51
IV.4. Estimation des débits d'eaux pluviales :	52
IV.4.1. La méthode rationnelle :	52
IV.4.1.1. Coefficient réducteur de l'intensité :	53
IV.4.1.2. Validité de la méthode rationnelle :	53
IV.4.1.3. Hypothèses de la méthode rationnelle :	53
IV.4.1.4. Temps de concentration :	54
IV.4.1.5. Critique de la méthode rationnelle :	55
IV.4.2. La méthode superficielle :	55
IV.4.2.1. Evaluation des paramètres de Caquot :	56
IV.4.2.2. Formules d'assemblage et d'équivalence :	57
IV.4.2.3. Critique de la méthode superficielle :	58
IV.4.3. Choix de la méthode :	59
IV.4.4. Calcul des débits pluviaux :	59
IV.5. Conclusion :	61

## **Chapitre V**

V.1. Introduction :	63
V.2. Principe de conception d'un système d'assainissement :	63
V.3. Mode de dimensionnement des canalisations :	64
V.3.1. Base de calcul :	64
V.3.2. Formule de MANNING-STRICKLER :	65
V.3.3. Formule de BAZIN :	66
V.3.3.1. Les abaques de Bazin :	66
V.4. Conditions d'autocurage :	67
V.5. Normes d'écoulement et d'implantation :	68
V.5.1. Canalisations du réseau unitaire :	68
V.6. Résultats du dimensionnement :	68
V.7. Conclusion :	79

## **Chapitre VI**

VI.1. Introduction :	81
VI.2. I. Les ouvrages principaux:	81
VI.2.1. Les canalisations:	81
VI.2.1.1. Canalisations à section circulaire :	81

➤ Conduites en béton armé: .....	81
➤ Conduites en fonte:.....	82
➤ Conduites en PVC : .....	83
<i>VI.2.1.2. Choix du type de canalisation:</i> .....	85
<i>VI.2.1.3. Différentes actions supportées par la conduite:</i> .....	85
VI.2.2. Les joints et assemblage des conduites:.....	85
<i>VI.2.2.1. Joints des conduites en béton armé:</i> .....	85
▪ Joint type Rocla : .....	86
▪ Joint à Collet : .....	86
▪ Joint à demi-emboitement : .....	86
▪ Joint plastique : .....	86
VI.3. Assemblage des conduites en PVC: .....	87
VI.3.1. Assemblage par collage à froid:.....	87
VI.3.2. Assemblage a joint:.....	88
VI.4. Les ouvrages annexes: .....	88
VI.4.1. Ouvrages normaux : .....	89
<i>VI.4.1.1. Les branchements:</i> .....	89
<i>VI.4.1.2. Les caniveaux:</i> .....	89
<i>VI.4.1.3. Les bouches d'égout :</i> .....	90
<i>VI.4.1.4. Les fossés:</i> .....	91
VI.4.2. Ouvrages d'accès au réseau (Les regards):.....	91
Conclusion : .....	94

## **Chapitre VII**

VII.1. Introduction : .....	96
VII.2. Les étapes de réalisation du projet :.....	96
VII.2.1. Manutention et stockage des conduites : .....	96
<i>VII.2.1.1. Manutention :</i> .....	96
<i>VII.2.1.2. Stockage :</i> .....	96
VII.2.2. Exécution des tranchées et des fouilles des regards : .....	96
VII.2.3. Aménagement du lit de sable : .....	97
VII.2.4. Emplacement des piquets : .....	97
VII.2.5. Pose des canalisations : .....	97
VII.2.6. Assemblage des canalisations : .....	97
VII.2.7. Essai d'étanchéité : .....	97
VII.2.8. Réalisation des regards : .....	98

VII.2.9. Réalisation des branchements : .....	98
VII.2.10. Remblayage et compactage : .....	99
VII.3. Choix des engins : .....	99
VII.4. Détermination des différents volumes des travaux : .....	101
VII.4.1. Volume du déblai des tranchées : .....	101
VII.4.2. Volume occupé par le lit de sable : .....	102
VII.4.3. Volume occupé par les conduites : .....	102
VII.4.4. Volume de l'enrobage : .....	102
VII.4.5. Volume du remblai de protection : .....	102
VII.4.6. Volume excédentaire : .....	103
VII.5. Devis quantitatif et estimatif : .....	104
VII.6. Planification du projet : .....	104
VII.7. Conclusion : .....	106

## *LISTE DES TABLEAUX*

---

### **Chapitre I**

Tableau I-1: Températures moyennes mensuelle (1981-2016).....	5
Tableau I-2: Précipitations moyennes mensuelles (1981-2016).....	6

### **Chapitre II**

Tableau II-1 : Identification de la station pluviométrique de Taher .....	12
Tableau II-2:Précipitation maximales journaliers dans 35ans .....	13
Tableau II-3 : Résultats du test de la médiane :.....	14
Tableau II-4: Calcul des paramètres du test de la médiane.....	15
Tableau II-5: Les caractéristiques de la série pluviométriques.....	16
Tableau II-6: Résultat de l'ajustement à la loi de Gumbel (Hyfran).....	17
Tableau II-7 : Résultat de l'ajustement à la loi Log-normale (Hyfran).....	19
Tableau II-8 : Résultat de l'ajustement à la loi GEV (Hyfran).....	20
Tableau II-9 : Résultat du test de Pearson $\chi^2$ .....	22
Tableau II-10 Pluies de courte durée de différentes périodes de retour et leurs intensités .....	24

### **Chapitre III**

Tableau III-1:Avantages et inconvénients des trois systèmes de réseaux :.....	32
Tableau III-2: Valeurs du coefficient de ruissellement en fonction du type d'occupation du sol ...	37
Tableau III-3: Valeurs du coefficient de ruissellement en fonction de la catégorie d'urbanisation	37
Tableau III-4 : Valeurs du coefficient de ruissellement en fonction de la densité de population ...	38
Tableau III-5 : Valeurs du coefficient de ruissellement en fonction de la nature des surfaces.....	38
Tableau III-6: Valeurs de coefficients de ruissellement pour chaque sous bassin .....	39
Tableau III-7: Nombre d'habitants pour chaque sous bassin .....	41

### **Chapitre IV**

Tableau IV-1: Débits des eaux usées domestiques pour chaque sous bassin .....	48
Tableau IV-2 : Débits des eaux usées des établissements publics.....	50
Tableau IV-3 : Débits totaux des eaux usées pour chaque sous bassin.....	51
Tableau IV-4 : Formules d'assemblage des bassins versants dans la méthode de Caquot .....	58
Tableau IV-5 : Débits totaux des eaux pluviales à évacuer.....	60

### **Chapitre V**

Tableau V-1 : Résultat du calcul de dimensionnement .....	67
Tableau V-1 : Résultat du calcul de dimensionnement .....	68

Tableau V-1 : Résultat du calcul de dimensionnement .....	69
Tableau V-1 : Résultat du calcul de dimensionnement .....	70
Tableau V-1 : Résultat du calcul de dimensionnement .....	71
Tableau V-1 : Résultat du calcul de dimensionnement .....	72
Tableau V-1 : Résultat du calcul de dimensionnement .....	73
Tableau V-1 : Résultat du calcul de dimensionnement .....	74
Tableau V-1 : Résultat du calcul de dimensionnement .....	75

## **Chapitre VII**

Tableau VII-1 : Devis quantitatif et estimatif du réseau unitaire .....	104
Tableau VII.2 : Détermination des délais.....	105

## ***LISTE DES FIGURES***

---

### **Chapitre I**

Figure 1: situation géographique de la région d'étude (1/1000) .....	3
Figure I-2: localisation de la zone d'étude.....	4
Figure I-3: Variation des précipitations moyennes mensuelles (1982-2016).....	7
Figure I-5 : Cours d'eau de la ville de Kaous (1/1000) .....	8

### **Chapitre II**

Figure II-1 : Ajustement graphique à la loi de Gumbel .....	18
Figure II-2: Ajustement graphique à la loi Log-normale .....	19
Figure II-3 : Ajustement graphique à la loi GEV .....	21

### **Chapitre III**

Figure III-1 : Schéma de principe d'un réseau unitaire .....	30
Figure III-2: Schéma de principe d'un réseau séparatif .....	30
Figure III-3 : Schéma de principe d'un réseau pseudo-séparatif .....	31
Figure III-4: Schéma perpendiculaire .....	34
Figure III-5: Schéma par déplacement latéral.....	34
Figure III-6: Schéma à collecteur transversal ou oblique.....	34
Figure III-7: Schéma par zones étagées .....	35
Figure III-8: Schéma radial .....	35

### **Chapitre VI**

Figure VI.1 : Conduites en béton armé. Source (Google) .....	82
Figure VI.2 : Conduite en fonte. Source (Google) .....	82
Figure VI.3 : Tube annelé. Source (Google) .....	83
Figure VI.4 : Tube ondulé. Source (Google) .....	84
Figure VI.5: Divers joints sur tuyau en béton.....	87
Figure VI.6: Assemblage a joint.....	88
Figure VI.7 : Exemple D'un type des caniveaux. Source (Google) .....	90
Figure VI.8: Bouches d'égout. Source (Google) .....	91
Figure VI.9 : Regard latérale. ....	92
Figure VI.10 : Regard double.....	92
Figure VI.11 : Regard de chute.....	93

## **Chapitre VII**

Figure VII-1 : Pose du lit de sable .....	97
Figure VII-2 : Niveleuse .....	100
Figure VII-3 : Bulldozer.....	100
Figure VII-4 : Pelle à chenille.....	100
Figure VII-5 : Chargeuse.....	101
Figure VII-6 : Compacteur à rouleaux lisses.....	101

## **Liste des planches :**

1/4 Plan de masse de la ville de Kaous (W.JIJEL).

2/4 Plan de masse avec réseau d'assainissement projeté de la ville de Kaous (W.JIJEL).

3/4 Profil en long rejet1.

4/4 Elément constitutifs du réseau d'égout de la ville de Kaous.



**Liste des annexes :**

**Annexe 01** : RESEAUX PLUVIAUX EN SUSTEME UNITAIRE OU SEPARATIF...109

**Annexe 02** : VARIATIONS DES DEBITS ET DES VITESSE EN FONCTION DU  
REPLISSAGE.....110

# Introduction générale

L'assainissement est une science qui consiste à collecter, transporter et évacuer par voie hydraulique les eaux usées et pluviales à travers un réseau bien dimensionné, assurant le rejet dans un exutoire, dans le but de protéger la santé humaine, conserver la faune et la flore et enfin préserver l'environnement.

Dans notre cas, notre étude s'intéressera à l'agglomération de la ville de Kaous qui fait partie de la daïra de Texanna, wilaya de Jijel, Kaous s'étant sur une superficie d'environ 80 hectares et une population actuelle d'environ 18128 habitants.

La ville de Kaous possède un réseau d'assainissement vétuste et archaïque, et avec le développement intense de l'urbanisation et l'accroissement rapide de la population qui a rendu de plus en plus délicat le problème d'évacuation des eaux usées et pluviales, nous assisterons actuellement à des situations graves telles que les débordements et les odeurs.

Dans notre travail, nous allons dimensionner un nouveau réseau d'assainissement, en commençant par la présentation de la zone d'étude du point de vue (topographie, hydrologie, ...) en premier lieu. En deuxième lieu, le calcul des différents débits à évacuer et le dimensionnement du réseau unitaire. Et en dernier lieu, le tracé du plan d'évacuation.

# **CHAPITRE I**

## **Présentation de la zone d'étude**



## Présentation de la zone d'étude

Elle est limitée par :

- Au nord par la commune de Jijel.
- Au sud par Texenna, Selma et El Aouana.
- A l'est par Amir Abdelkader.
- A l'ouest par El Aouana,

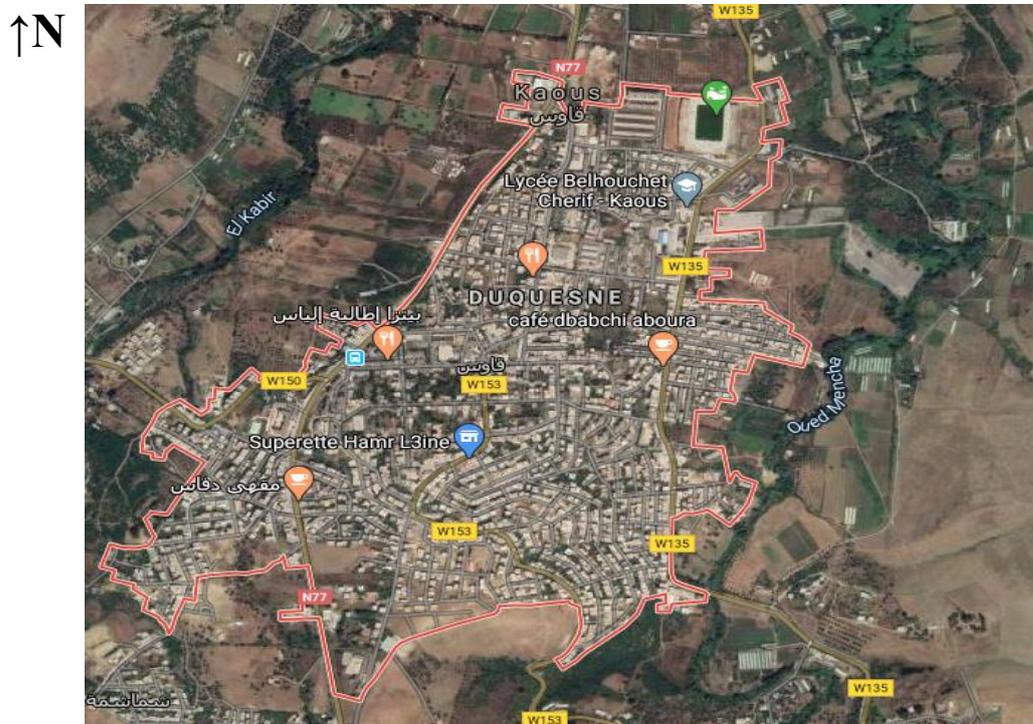


Figure I-2: Localisation de la zone d'étude

Source : Google Earth (2020)

### I.3. Topographie :

L'étude topographique joue un rôle important dans la conception du réseau d'assainissement, vu que l'évacuation des eaux s'effectue avec un écoulement gravitaire, sauf dans le cas de contre pente où le relief exige un relevage.

Notre zone d'étude (Kaous) est caractérisée par un relief relativement plat avec des pentes très faible, et les altitudes varient entre 28 m et 78 m.

### I.4. Climat :

La région de Kaous c'est caractérisé par un climat méditerranéen, pluvieux et froid en hiver, chaud et humide en été.

#### I.4.1. Températures :

D'après les données de la station métrologique de Jijel, on constate que la température minimale est enregistrée au mois de Janvier, elle est de 7.3°C. La température maximale est enregistrée au mois d'Aout, elle est de 36.8°C, les températures moyennes enregistrées sur le tableau (I-1) :

Tableau I-1: Températures moyennes mensuelle (1982-2016).

Mois	JAN	FEV	MAR	AVR	MAI	JAU	JUI	AOU	SEP	OCT	NOV	DEC	Moyenne inter-annuelle (°C)
T (moy)	12.5	12.7	14.2	15.8	18.8	22.4	25.3	26.1	24.1	21	16.9	12.8	18.55

Source : ANRH de Constantine

## Présentation de la zone d'étude

---

-L'analyse du tableau de la variation des température moyenne mensuelle tableau (I-1) montre que :

-les période froides s'étale du mois de décembre au mois d'avril avec une température minimale 12.5 enregistrée au mois de janvier

-les période chaudes s'étale du mois de mai au mois de novembre avec une température maximal de 26.1 enregistrée au mois d'aout.

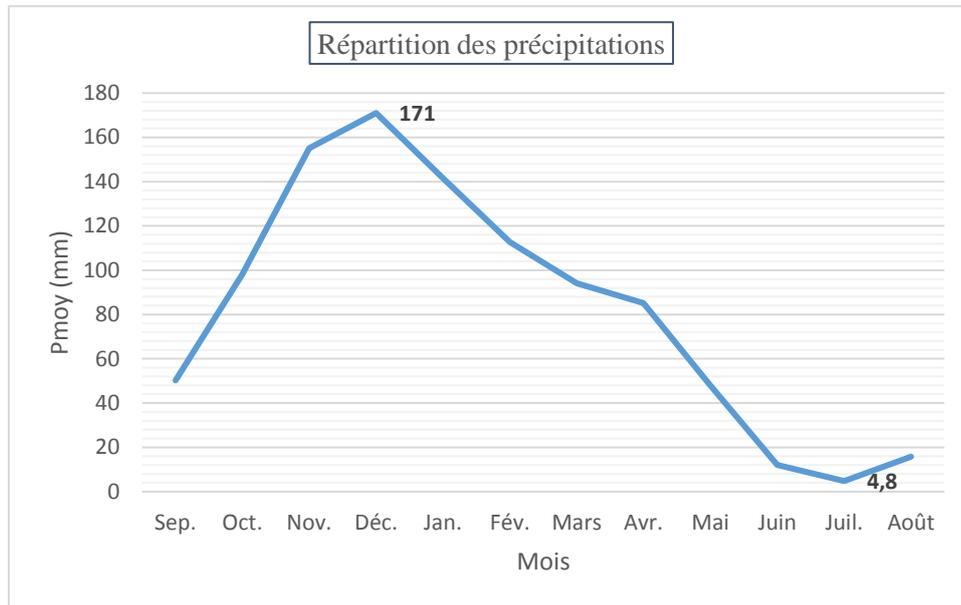
### I.4.2. Pluviométrie :

Selon les données de la station de Taher, les pluies dans la région sont connues pour leur intensité et leur brutalité dans la période hivernale et pour leur absence dans la période estivale le tableau suivant (Tableau I-2) présente les précipitations moyennes mensuelles sur une période d'observation de 35 ans (1982-2016) :

**Tableau I-2: Précipitations moyennes mensuelles (1982-2016)**

Mois	Sep.	Oct.	Nov.	Déc.	Jan.	Fév.	Mars	Avr.	Mai	Juin	Juil.	Août	Total
P (mm)	50.3	98.1	155.03	171	141.5	112.7	94.1	85.2	48	12	4.8	15.8	988.53
P (%)	5.09	9.92	15.68	17.30	14.31	11.40	9.52	8.62	4.86	1.21	0.49	1.60	100

Source ANRH de Constantine



**Figure I-3: Variation des précipitations moyennes mensuelles (1982-2016)**

L'analyse de la variation des précipitations Figure (I-4) montre que :

- La période pluvieuse s'étale du mois de Novembre au mois de Mars ; avec une hauteur maximale de précipitation de 171 mm enregistrée au mois de Décembre.
- Les mois de Juin, Juillet et Août sont les plus secs ; avec un minimum de précipitation de 4.8 mm au mois de Juillet.

### **I.4.3. Humidité**

Concernant la ville de Kaous, et selon l'ANRH de Constantine, l'humidité relative de l'air enregistrée est de 65 %.

### **I.4.4. Vents**

Le vent dominant est de direction nord-ouest et nord-est, tandis que le vent provenant du sud est faible.

### I.5. Hydrographie

La commune de Kaous située entre deux cours d'eau, le premier est celui d'oued Mencha à côté est, et à côté ou est celui de El Kabir.

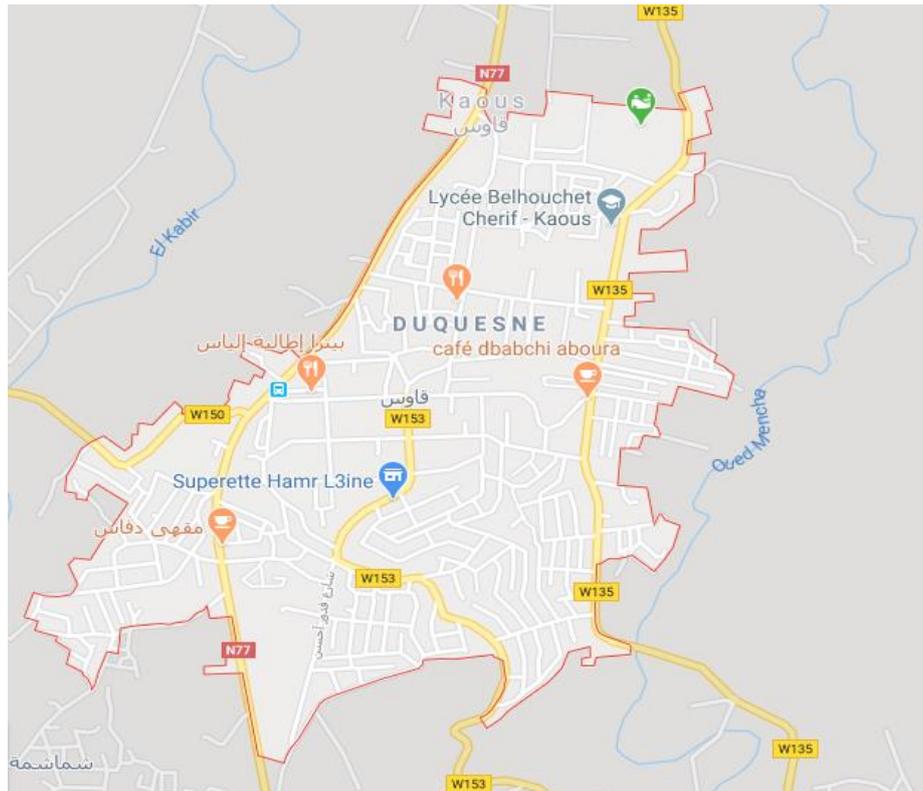


Figure I-4 : Cours d'eau de la ville de Kaous (1/1000)

Source : Google Earth (2020)

### **I.6. Situation hydraulique :**

#### **I.6.1. Alimentation en eau potable :**

L'approvisionnement en eau potable, de la ville de Kaous, se fait à partir du barrage d'El Agrem.

### **I.7. Occupation de sol :**

Le centre de Kaous est occupé par des bâtiments, et aussi par des occupations individuelles allant d'un (R+1) jusqu'à un (R+3),

Et pour les établissements publics le centre-ville de Kaous possède une école primaire et un CEM, une poste, un Mosqué, APC, et Commissariat aussi.

### **I.8. Conclusion :**

Dans ce chapitre on a donné un aperçu général sur la zone d'étude, on a défini les caractéristiques nécessaires du site et on a déterminé les données de base pour entamer le projet qui est le dimensionnement et la conception du réseau d'assainissement de la ville de Kaous, tout en respectant les exigences de la santé publique et l'environnement.

# **CHAPITRE II**

## **Etude hydrologique**

## II.1. Généralités :

Lorsqu'on décide la mise en œuvre d'un projet d'assainissement (dimensionnement, exploitation des ouvrages etc.), l'évaluation des débits est une étape très importante. Cette évaluation est liée directement à des données hydrologiques qui sont principalement les petites pluies et les averses.

Cette étude hydrologique a pour objet la détermination de l'intensité de pluie avec laquelle se fera le dimensionnement de notre réseau.

## II.2. Les averses :

Ce sont des pluies subites ; abondantes et généralement de courte durée, variant entre quelques minutes et plusieurs dizaines d'heures.

Les averses sont caractérisées par un volume important et une forte intensité de pluie.

## II.3. Choix de la période de retour :

La pluviométrie, comme déjà citée, constitue une donnée essentielle du coût du réseau (estimation de débit de ruissellement). Il est donc inévitable d'accepter des insuffisances occasionnelles pour les ouvrages du réseau et d'en mesurer les conséquences.

La période de retour de 10 ans est généralement adoptée pour l'assainissement urbain.

## II.4. Analyse des données pluviométriques :

Pour l'étude des précipitations en assainissement on a besoin d'une série pluviométrique qui comporte les précipitations maximales journalières pour la période la plus longue possible.

Les calculs effectués sont basés sur la série pluviométrique de la station de TAHER (commune De Taher wilaya de Jijel), son identification est présentée dans le tableau :

**Tableau II-1 : Identification de la station pluviométrique de Taher**

Code	Nom de la station	Coordonnées			b	Années
<b>03-05-04</b>	<b>TAHER</b>	X (km)	Y (km)	Z(m)	0.48	35
		785.60	390,50	56		

La station fournit une série comportant les précipitations annuelles qui s'étend sur 35 ans.

La station fournit une série pluviométrique comportant les pluies maximales mensuelles et annuelles. Cette série s'étend sur une période d'observation de 35 ans allant de 1982 jusqu'à 2016. Les données de la série sont présentées dans le tableau suivant :

## Etude hydrologique

**Tableau II-2: Précipitations maximales journaliers dans 35ans**

Année	Précipitations maximales journalières (mm)												Max.
	Sep.	Oct.	Nov.	Déc.	Jan.	Fév.	Mars	Avr.	Mai	Juin	Juil.	Août	
1982	52	183,6	139	82	29,4	117	170	24,5	62,1	3,7	0	26,6	183,6
1983	11,5	20,3	280,4	113	127,4	119	278	100	73,9	13	35	9	280,4
1984	55,1	148	180,2	102	101	49	39,7	105	11,9	23	0	3,5	180,2
1985	6	2,4	193	0	177	110	85,3	76,9	41	0	0	0,7	192,5
1986	9,9	165	221	22,2	101,8	162	101	226	11	17	1	6	226
1987	94,5	108	199	103	51,5	37,5	145	88,4	72,2	2,5	0	4	199
1988	2,2	159	179	270	58	101	77,2	75,5	26	19	2	59	269,7
1989	7,1	88	64,2	132	440,5	204	48,4	65,3	37,5	9	0	6,7	440,5
1990	38,7	173	194	235	9,7	54,6	72,3	9	18,3	0	3,5	5	235
1991	122	2,9	111	243	103,1	86,1	52,6	138	10,7	10	6,5	0	242,5
1992	6,3	62,8	94,5	63,5	145,5	0	40,9	87,1	74	0	4,5	3,2	145,5
1993	1,9	85,6	229	352	78,9	98,4	111	47,4	27,2	0	0	0	351,9
1994	6,3	89,1	45,2	299	89,2	98,4	59,1	82,6	60,2	3,6	0	0	298,5
1995	84,6	102	5,8	309	183,5	37,7	107	56,8	2,2	15	0	16	308,6
1996	56,4	82,4	60,2	83,4	132,4	239	142	117	61,6	42	5,5	0,8	238,9
1997	31,2	122	90,1	124	55,2	17,1	21,1	87	12,7	24	0	6,1	123,6
1998	116	186	153	145	34,5	133	64,5	98	135	1	0	24,5	186,4
1999	94,6	81,6	326	153	181,4	90,4	75,3	39,5	3,3	0	0	0	325,8
2000	23	8,7	210	300	99,8	37,6	15,3	30,6	108	12	1,5	10	299,8
2001	26,6	104	161	69,7	248,3	101	13	57	47,1	0	0	1,7	248,3
2002	40,6	3,7	140	137	67,4	67,8	31,6	51,9	12,9	1,4	19	84,3	139,9
2003	83,1	68	190	399	332,5	122	33,5	129	50,5	0	4,2	0	398,7
2004	136	77,8	75,2	254	121,3	75,6	73,5	107	85,5	87	1,1	2,2	254,2
2005	71,5	33,4	264	175	279,4	213	82,2	135	6,4	0	4	7,5	279,4
2006	52,7	21	144	166	190,4	183	59,7	32,6	26,8	2,2	0	27,1	190,4
2007	42,6	38,3	42,4	227	10,6	76,1	258	76	10,2	25	5	6,3	257,5
2008	81,8	144	265	235	34	35,4	175	21,3	115	5,2	0	14	265,4
2009	132	76,5	129	156	114,3	61,3	104	52,4	87,9	38	2,8	0	156
2010	48,2	217	199	108	88	155	83,1	83,9	29,7	35	9,9	0	216,7
2011	8,4	208	140	179	68,7	357	95,1	175	2,4	0	2,5	126	357,3
2012	66,5	169	97,2	44,3	301,5	249	69,5	24,2	36,7	15	15	0	301,5
2013	66,7	47	173	235	263	146	180	83,6	19,5	5	0	17,5	263
2014	51	59,6	138	185	519,3	101	131	187	84	3	36	11,5	519,3
2015	17	193	145	234	51	114	107	111	140	9	10	74	234,2
2016	20	105	150	51,6	65	97,5	93,5	102	77,5	0	0	0	150,3

### II.5. Test d'homogénéité de la série :

On doit s'assurer que notre série est dépourvue de ruptures artificielles et vérifier si la série des données est homogène ou pas. Pour cela, on fait appel au test de la médiane, dont les démarches sont les suivantes :

- 1- Trier la série par ordre croissant.
- 2- Déterminer la valeur M de la médiane d'ordre m (de telle sorte que 50% des  $x_i$  soient inférieurs à x et 50% des  $x_i$  soient supérieure à x). Deux cas sont alors possibles :
  - Si N est impair, on prend la  $\left(\frac{N+1}{2}\right)^{\text{ième}}$  valeur.
  - Si N est pair, on prend la moyenne entre la  $\left(\frac{N}{2}\right)^{\text{ième}}$  valeur et la  $\left(\frac{N}{2} + 1\right)^{\text{ième}}$  valeur.

On a :  $N = 35$  , donc :  $m = \frac{35+1}{2} = 18$  , alors la médiane est : **M = 1022,7 mm.**

- 3- Pour la série non triée, attribuer à chaque valeur un signe (+) si  $x_i > M$  ou bien un signe (-) si  $x_i < M$  .

Les calculs des étapes précédentes sont résumés dans le tableau (la page suivante).

- 4- Calculons les quantités  $N_s$  et  $T_s$  tel que :  $N_s$  est le nombre total des séries (+) ou (-), et  $T_s$  est la taille de la plus grande série (+) ou (-).

Pour un seuil de signification compris entre 91% et 95%, les conditions du test sont :

$$N_s > \frac{1}{2}(N + 1 - 1.96 \times \sqrt{N + 1}) \quad (\text{II-1})$$

$$T_s < 3.3 [\log_{10}(N) + 1] \quad (\text{II-2})$$

**Tableau II-3 : Résultats du test de la médiane**

Paramètre	Valeur	Comparaison
$N_s$	19	$19 > 12,12 \rightarrow$ condition n°1 vérifiée
$\frac{1}{2}(N + 1 - 1.9 \times \sqrt{N + 1})$	12,12	
$T_s$	6	$6 < 8,89 \rightarrow$ condition n°2 vérifiée

## Etude hydrologique

**Interprétation :** Les deux conditions sont vérifiées donc la série est homogène.

**Tableau II-4: Calcul des paramètres du test de la médiane**

Série triée par ordre croissant			Série non triée	
Année	P annuelle (mm)	Ordre m	Année	P annuelle (mm)
1992	582,3	1	1982	-132,8
1997	590,5	2	1983	+157,8
2002	657,6	3	1984	-204,3
1985	692,3	4	1985	-330,4
2016	762,1	5	1986	21,2
1990	813,1	6	1987	-117,1
2007	817,5	7	1988	+5,5
1984	818,4	8	1989	+80
2001	829,4	9	1990	-209,6
1994	832,7	10	1991	-136,8
2000	856,5	11	1992	-440,4
1991	885,9	12	1993	+8,7
1982	889,9	13	1994	-190
2006	905,5	14	1995	-103,1
1987	905,6	15	1996	+0
1995	919,6	16	1997	-432,2
2009	954,2	17	1998	-67,8
1996	<b>1022,7</b>	<b>18</b>	1999	+22,4
1988	1027,9	19	2000	-166,2
1993	1031,4	20	2001	-193,3
1986	1043,9	21	2002	-365,1
1999	1045,1	22	2003	+389,1
2010	1056,8	23	2004	+73,5
2012	1087,9	24	2005	+248,7
1998	1090,5	25	2006	-117,2
2004	1096,2	26	2007	-205,2
1989	1102,7	27	2008	+103
2008	1125,7	28	2009	-68,5
1983	1180,5	29	2010	<b>+34,1</b>
2015	1205	30	2011	<b>+339,4</b>
2013	1236,3	31	2012	<b>+65,2</b>
2005	1271,4	32	2013	<b>+213,6</b>
2011	1362,1	33	2014	<b>+483,7</b>
2003	1411,8	34	2015	<b>+182,3</b>
2014	1506,4	35	2016	-260,6

### II.5.1. Paramètres statistiques de la série :

- ✓ La somme des précipitations maximales journalières durant 35 ans d'observations :

$$\sum_{i=1}^n X_i = 8960,05mm$$

- ✓ La moyenne «  $\overline{P_{max,j}}$  » :

Avec  $N = 35$  , la moyenne interannuelle des précipitations maximales journalière :

$$\overline{P_{max,j}} = \frac{\sum_{i=1}^N P_{max,j}}{N} = 256,0143mm/j \quad (II-3)$$

- ✓ L'écart-type «  $\sigma_{P_{max,j}}$  » :

Pour  $N = 35$  supérieur à 30 ans, on a :

$$\sigma_{P_{max,j}} = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^N (P_{max,j} - \overline{P_{max,j}})^2}{N}} = 86,4 \text{ mm} \quad (II-4)$$

- ✓ Le coefficient de variation «  $C_V$  » :

$$C_V = \frac{\sigma_{P_{max,j}}}{\overline{P_{max,j}}} = 0,337 \quad (II-5)$$

**Tableau II-5: Les caractéristiques de la série pluviométriques**

Nombres d'années d'observation	35
Valeur maximale (mm)	519,3
Valeur Minimale (mm)	123,6
Médiane (mm)	242,5
Moyenne (mm)	256,0143
Ecart-type (mm)	86.4
Coefficient de variation	0.337

### II.5.2. Ajustement de la série :

L'efficacité d'une méthode d'estimation dépend de la loi de probabilité, de la taille de l'échantillon et de ses caractéristiques. Toutefois, de nombreuses études comparatives, autant empiriques que théoriques, ont été menées afin de déterminer dans quelles circonstances une loi donnée est efficace.

Pour faciliter le travail, l'ajustement sera traité par le logiciel « Hyfran » avec les trois lois suivantes : la loi de Gumbel, la loi de Galton (Log-normal) et la loi GEV.

### II.5.2.1. Ajustement à la loi de Gumbel :

- ✓ La fonction de répartition de la loi de Gumbel :

$$F(x) = e^{-e^{-y}} \quad (\text{II-6})$$

Sachant que « y » est la variable réduite de la loi de Gumbel :

$$y = \frac{x-x_0}{\alpha} = -\ln[-\ln (F(x))] \quad (\text{II-7})$$

Avec :

- x : variable étudiée ( $P_{\max,j}$ ) ;  $x_0$  : paramètre de position (ordonnée à l'origine).
- $\alpha$  : paramètre de l'échelle ( $\alpha > 0$ ) appelé aussi « gradex ».

- ✓ L'expression de quantile est alors :

$$x = \alpha y + x_0 \quad (\text{II-8})$$

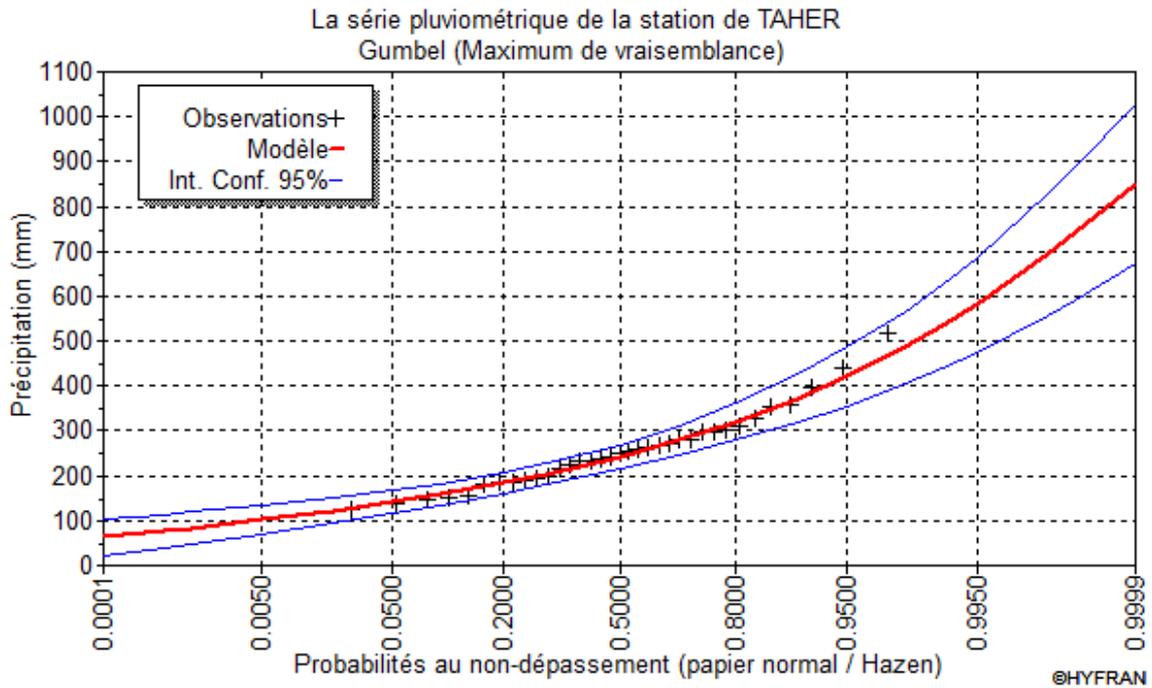
- ✓ Les paramètres de la loi de Gumbel, par la méthode du maximum de vraisemblance :

$$\alpha = \mathbf{68.9349} \quad ; \quad x_0 = \mathbf{216.485} \text{ mm}$$

- ✓ Résultats de l'ajustement à la loi de Gumbel :

**Tableau II-6: Résultat de l'ajustement à la loi de Gumbel (Hyfran)**

Période de retour T (ans)	Fréquence au non dépassement q	Valeur théorique XT (mm)	Ecart-type	Intervalle de confiance
100.0	0.0100	111	15.7	80.4 - 142
50.0	0.0200	122	14.7	93.6 - 151
20.0	0.0500	141	13.4	115 - 167
10.0	0.1000	159	12.3	135 - 183
5.0	0.2000	184	11.7	161 - 207



### II.5.2.2. Ajustement à la loi de Galton (Log-normale) :

✓ La fonction de répartition de la loi Log-normale :

$$F(x) = \sqrt{2\pi} \int_{-\infty}^u e^{-\frac{u^2}{2}} du \quad (\text{II-9})$$

Sachant que « u » est la variable centrée réduite de Gauss :

$$u = \frac{\ln(x) - \overline{\ln(x)}}{\sigma_{\ln(x)}} \quad (\text{II-10})$$

Avec :

- x : variable étudiée ( $P_{\max,j}$ ).
- $\overline{\ln(x)}$  : la moyenne des logarithmes de la variable x
- $\sigma_{\ln(x)}$  : l'écart-type des logarithmes de la variable x.

✓ L'expression de quantile est alors :

$$\ln(x) = u \sigma_{\ln(x)} + \overline{\ln(x)} \quad (\text{II-11})$$

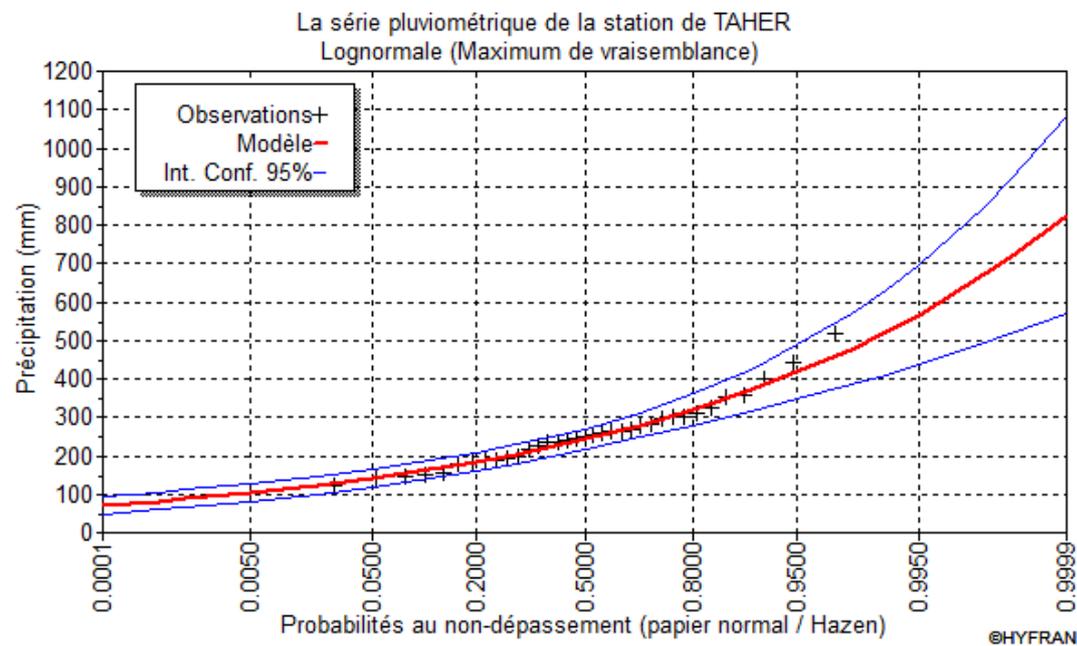
- ✓ Les paramètres de la loi par la méthode du maximum de vraisemblance :

$$\sigma_{\ln(x)} = \mathbf{0.328701} \quad ; \quad \overline{\ln(x)} = \mathbf{5.49265}$$

- ✓ Résultats de l'ajustement à la loi de Galton :

**Tableau II-7 : Résultat de l'ajustement à la loi Log-normale (Hyfran)**

Période de retour <b>T (ans)</b>	Fréquence au non dépassement <b>q</b>	Valeur théorique <b>X<sub>T</sub> (mm)</b>	Ecart-type	Intervalle de confiance
100.0	0.0100	113	12.2	89.1 - 137
50.0	0.0200	124	12.2	99.7 - 148
20.0	0.0500	141	12.2	118 - 165
10.0	0.1000	159	12.0	136 - 183
5.0	0.2000	184	12.0	161 - 208



**Figure II-2: Ajustement graphique à la loi Log-normale**

### II.5.3. . Ajustement à la loi GEV :

- ✓ La fonction de répartition de la loi d'extrémum généralisée :

$$F(x) = e^{-e^{-y}} \quad (\text{II-12})$$

Sachant que « y » est la variable réduite :

$$y = -\frac{1}{k} \ln \left[ 1 - \frac{k}{\alpha} (x - u) \right] \quad (\text{II-13})$$

Avec :

- x : variable étudiée ( $P_{\max,j}$ ).
  - u : paramètre de position
  - $\alpha$  : paramètre de dispersion ( $\alpha > 0$ ).
  - k : paramètre de forme appelé indice des valeurs extrêmes.
- ✓ L'expression de quantile est alors :

$$x = u + \frac{\alpha}{k} (1 - e^{-ky}) \quad (\text{II-14})$$

- ✓ Les paramètres de la loi par la méthode du maximum de vraisemblance :

$$u = \mathbf{217.59} \text{ mm} \quad ; \quad \alpha = \mathbf{67.5938} \quad ; \quad k = \mathbf{0.0103952}$$

- ✓ Résultats de l'ajustement à la loi d'extrémum généralisé :

**Tableau II-8 : Résultat de l'ajustement à la loi GEV (Hyfran)**

Période de retour <b>T (ans)</b>	Fréquence au non dépassement <b>q</b>	Valeur théorique <b>X<sub>T</sub> (mm)</b>	Ecart-type	Intervalle de confiance
100.0	0.0100	114	17.6	79.0 - 148
50.0	0.0200	125	15.7	93.9 - 156
20.0	0.0500	143	13.4	117 - 169
10.0	0.1000	161	12.1	137 - 185
5.0	0.2000	185	11.7	162 - 208

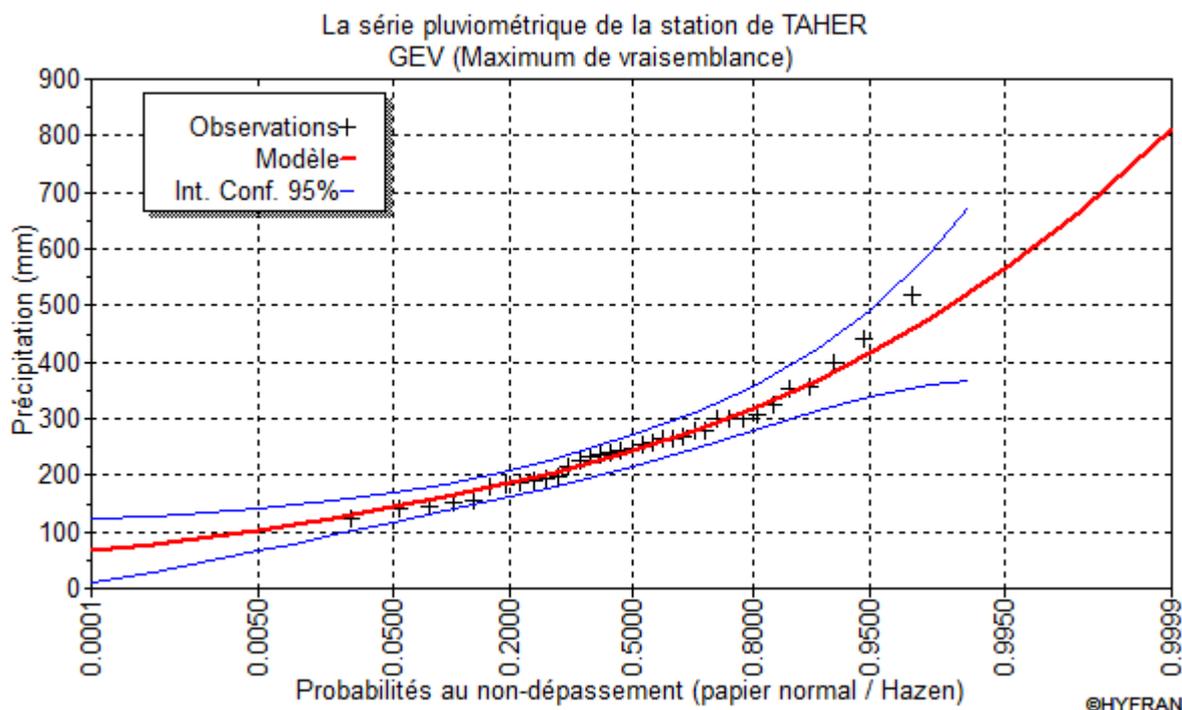


Figure II-3 : Ajustement graphique à la loi GEV

### II.5.3.1. Choix de la loi d'ajustement :

Lorsqu'on a procédé à un ajustement d'une loi de probabilité théorique, le problème qui se pose est de savoir si cette loi s'adapte ou non. Les critères de choix d'une loi sont liés à un ajustement graphique et un test de dispersion.

#### a) Test graphique :

Ce test est basé sur une observation visuelle des graphes d'ajustement ; il consiste à examiner l'allure des points sur le papier de probabilité, et vérifier s'il s'agit d'un bon alignement sans existence de mauvaises courbures.

#### Interprétation des graphiques :

D'après l'examen visuel des graphiques d'ajustement présentés dans les figures II-1, II-2 et II-3, on remarque que :

- La loi GEV donne un mauvais ajustement par rapport aux deux autres lois, vu que l'allure des intervalles de confiance compte des valeurs négatives et autres non définies → la loi est inadéquate ; à rejeter.

- L'ajustement graphique à la loi de Gumbel et à celle de Galton est meilleur ; les points sont très proches de la droite théorique avec une bonne convergence.

**b) Test d'adéquation de Khi-deux «  $\chi^2$  » :**

Appelé aussi test de Khi-carré ou de Pearson. Ce test consiste à prendre une règle de décision concernant l'ajustement, en comparant entre les valeur calculées et théoriques de  $\chi^2$ . Il est donné pour un seuil de signification (risque)  $\alpha = 5\%$  et dépend du nombre de degré de liberté de la loi.

D'après le logiciel « Hyfran », les résultats du test sont donnés par le (Tableau II-9) comme suit :

**Tableau II-9 : Résultat du test de Pearson  $\chi^2$**

Loi d'ajustement	Nombre de paramètres $m$	Degré de liberté $\gamma$	$\chi^2$ calculé	$\chi^2$ théorique	Observation
Gumbel	2	5	3.17	11.070	$\chi^2$ calculé < $\chi^2$ théorique → Condition vérifiée
Log-normale	2	5	2.71	11.070	$\chi^2$ calculé < $\chi^2$ théorique → Condition vérifiée

**Interprétation des résultats du test :**

D'après le tableau au-dessus, la condition du test est vérifiée pour les deux lois. Donc, le test de Khi-deux montre que les lois Log-normale et de Gumbel sont adéquates.

**c) Sélection de la loi :**

Sachant que l'adéquation de l'ajustement par les deux lois est confirmée, et que les valeurs théoriques  $X_i$  sont très proches pour les deux. Mais vu que plusieurs études en Hydrologie montrent que la loi Log-normale est celle qui s'adapte mieux au Nord d'Algérie, donc on opte pour celle-ci : la loi de **Galton (Log-normal)**.

### II.5.3.2. Calcul des pluies et des intensités de courte durée :

Dans ce volet, on va déterminer les valeurs des pluies de courte durée et leurs intensités. En se basant sur les résultats de l'ajustement à la loi Log-normale.

✓ **Pluies de courte durée :**

La détermination des pluies de courte durée (les averses) se fait à la base des pluies maximales journalières, par la relation suivante :

$$P_{t,p\%} = P_{\max,j} \left( \frac{t}{24} \right)^b \quad (\text{II-15})$$

Avec :

- $P_{t,p\%}$  : pluie (mm) de courte durée correspondante à une fréquence de dépassement donnée (p%).
- $P_{\max,j}$  : pluie maximale journalière (mm) correspondante à une fréquence de dépassement donnée (p%).
- $t$  : durée de l'averse (h)
- $b$  : exposant climatique ; selon l'ANRH Constantine,  $b = 0.48$  pour la région d'étude.

✓ **Intensités de courte durée :**

Pour le calcul de l'intensité moyenne «  $i_{t,p\%}$  » de précipitation «  $P_{t,p\%}$  (mm) » de courte durée «  $t$  (h) » à une fréquence de dépassement donnée «  $p\%$  », nous utilisons la formule de Montanari :

$$i_{t,p\%} = \frac{P_{t,p\%}}{t} \left( \frac{\text{mm}}{\text{h}} \right) \quad (\text{II-16})$$

Les calculs sont résumés dans le tableau et les graphes suivants :

## Etude hydrologique

**Tableau II-10 Pluies de courte durée de différentes périodes de retour et leurs intensités**

T	5 ans		10 ans		20 ans		50 ans		100 ans	
X <sub>t</sub>	184 mm		159 mm		141 mm		124 mm		113 mm	
t (h)	P <sub>t</sub> (mm)	i <sub>t</sub> (mm/h)								
0.1	13.25	132.53	11.45	114.52	10.16	101.56	8.93	89.31	8.14	81.39
0.2	18.48	92.42	15.97	79.87	14.16	70.82	12.46	62.29	11.35	56.76
<b>0.25</b>	20.57	82.30	17.78	<b>71.12</b>	15.77	63.07	13.87	55.46	12.64	50.54
0.5	28.70	57.39	24.80	49.59	21.99	43.98	19.34	38.68	17.62	35.25
0.75	34.86	46.48	30.12	40.17	26.71	35.62	23.49	31.32	21.41	28.55
1	40.02	40.02	34.59	34.59	30.67	30.67	26.97	26.97	24.58	24.58
2	55.82	27.91	48.24	24.12	42.78	21.39	37.62	18.81	34.28	17.14
3	67.82	22.61	58.60	19.53	51.97	17.32	45.70	15.23	41.65	13.88
4	77.86	19.46	67.28	16.82	59.66	14.92	52.47	13.12	47.82	11.95
5	86.66	17.33	74.89	14.98	66.41	13.28	58.40	11.68	53.22	10.64
6	94.59	15.76	81.74	13.62	72.48	12.08	63.74	10.62	58.09	9.68
7	101.85	14.55	88.01	12.57	78.05	11.15	68.64	9.81	62.55	8.94
8	108.59	13.57	93.84	11.73	83.21	10.40	73.18	9.15	66.69	8.34
9	114.91	12.77	99.30	11.03	88.06	9.78	77.44	8.60	70.57	7.84
10	120.87	12.09	104.45	10.44	92.62	9.26	81.46	8.15	74.23	7.42
11	126.53	11.50	109.34	9.94	96.96	8.81	85.27	7.75	77.70	7.06
12	131.92	10.99	114.00	9.50	101.09	8.42	88.91	7.41	81.02	6.75
13	137.09	10.55	118.46	9.11	105.05	8.08	92.39	7.11	84.19	6.48
14	142.06	10.15	122.75	8.77	108.86	7.78	95.73	6.84	87.24	6.23
15	146.84	9.79	126.89	8.46	112.52	7.50	98.96	6.60	90.18	6.01
16	151.46	9.47	130.88	8.18	116.06	7.25	102.07	6.38	93.02	5.81
17	155.93	9.17	134.74	7.93	119.49	7.03	105.08	6.18	95.76	5.63
18	160.27	8.90	138.49	7.69	122.81	6.82	108.01	6.00	98.43	5.47
19	164.48	8.66	142.13	7.48	126.04	6.63	110.85	5.83	101.01	5.32
20	168.58	8.43	145.68	7.28	129.19	6.46	113.61	5.68	103.53	5.18
21	172.58	8.22	149.13	7.10	132.25	6.30	116.30	5.54	105.98	5.05
22	176.47	8.02	152.50	6.93	135.23	6.15	118.93	5.41	108.38	4.93
23	180.28	7.84	155.78	6.77	138.15	6.01	121.49	5.28	110.71	4.81
24	184.00	7.67	159.00	6.63	141.00	5.88	124.00	5.17	113.00	4.71

### II.6. Intensité moyenne maximale :

Pour les projets d'assainissement, et concernant l'estimation des débits pluviaux, on s'intéresse généralement à l'intensité moyenne maximale correspondante à une courte durée  $t = 15 \text{ min} = 0.25 \text{ h}$  et une période de retour  $T = 10 \text{ ans}$ , pour des raisons technico-économiques et de sécurité.

D'après les résultats précédents illustrés dans le tableau II-10, On a :

$$i_{15\text{min},10\%} = 71.12 \text{ mm/h}$$

$$i_{15\text{min},10\%} = \frac{71.12 \times 10000}{3600} = 197.55 \text{ L/s/ha}$$

Avec :  $\frac{10000}{3600}$  est le terme de conversion du (mm/h) en (L/s/ha)

### II.7. Conclusion :

L'étude des précipitations maximales journalières nous a permis de déterminer l'intensité moyenne maximale ; cela en utilisant les résultats obtenus par l'ajustement de la série pluviométrique à la loi Log-normale, et les calculs des pluies de courte durée.

$$i = 197 \frac{l}{s \cdot ha}$$

# **CHAPITRE III :**

## **Calcul de base**

### III.1. Introduction :

Dans le contexte de ce chapitre, La phase des calculs de base est très importante pour le calcul hydraulique plus tard, elle consiste en :

- ✓ L'estimation du nombre d'habitants pour un horizon de calcul donné.
- ✓ Le découpage de l'aire d'étude en sous-bassins.
- ✓ Le choix du système d'assainissement.
- ✓ Le choix du schéma de collecte et d'évacuation des eaux.
- ✓ L'estimation du coefficient de ruissellement.

### III.2. Situation démographique :

A l'aide de la formule des intérêts composés ci-après, on peut estimer l'évolution démographique d'une population à différents horizons :

$$P_n = P_0 (1+T)^n$$

Où :

- $P_n$  : Population à l'horizon de l'étude ;
- $P_0$  : Population actuelle (18128 habitants en 2008)
- $T$  : Taux accroissement annuel de la population, dans notre cas  $T=2.3\%$
- $N$  : Nombre d'années séparant l'année de référence et celle de l'horizon voulu.

$$P_{2050} = 18128 \times (1 + 0,023)^{42} = \mathbf{47\ 112\ habitants}$$

### III.3. Découpage de l'aire d'étude en sous-bassins élémentaires :

En général, le bassin versant est un secteur géographique qui est limité par des lignes de crête ou par des lignes de partage des eaux.

Toutes les eaux qui ruissellent en surface sont recueillies par une seule ligne d'écoulement. Donc, le découpage du site en sous bassins élémentaires doit être fait selon :

- ✓ La nature du terrain qui est exprimée selon ;
- ✓ La densité des habitations ;
- ✓ Les courbes de niveau ;
- ✓ Les pentes et les contre-pentes ;

Les limites naturelles (oueds, talwegs..)

→ Concernant ce projet, on va découper le site en **20 sous-bassins**.

### III.4. Système d'évacuation des eaux :

#### III.4.1. Les différents systèmes d'assainissements :

Le réseau d'assainissement, quelle que soit sa nature, projeté au niveau d'une zone rurale, urbaine ou industrielle permet d'évacuer :

- Les eaux pluviales, en quantité importante, qui englobent toutes les eaux de ruissellement.
- Les eaux usées d'origine domestique (eaux-vannes, ménagères...), les eaux usées provenant des industries et celles des services publics.
- Et, dans certains cas, les eaux parasites claires ou de drainage.

Plusieurs systèmes d'évacuation des eaux résiduaires et des eaux de pluie sont susceptibles d'être mis en service, on peut citer les suivants :

### III.4.1.1. Système unitaire :

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

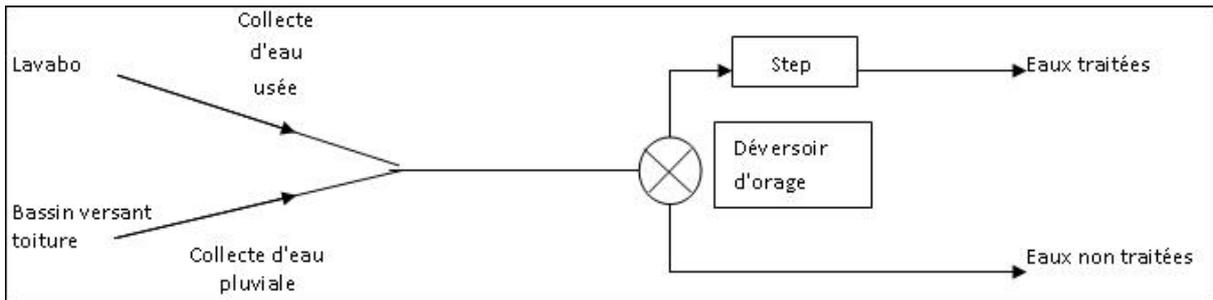


Figure III-1 : Schéma de principe d'un réseau unitaire

### III.4.1.2. Système séparatif :

Consiste à affecter un réseau à l'évacuation des eaux usées domestiques (eaux vannes et eaux ménagères) et, avec des réserves, certains effluents industriels, alors que l'évacuation de toutes les eaux pluviales est assurée par un autre réseau.

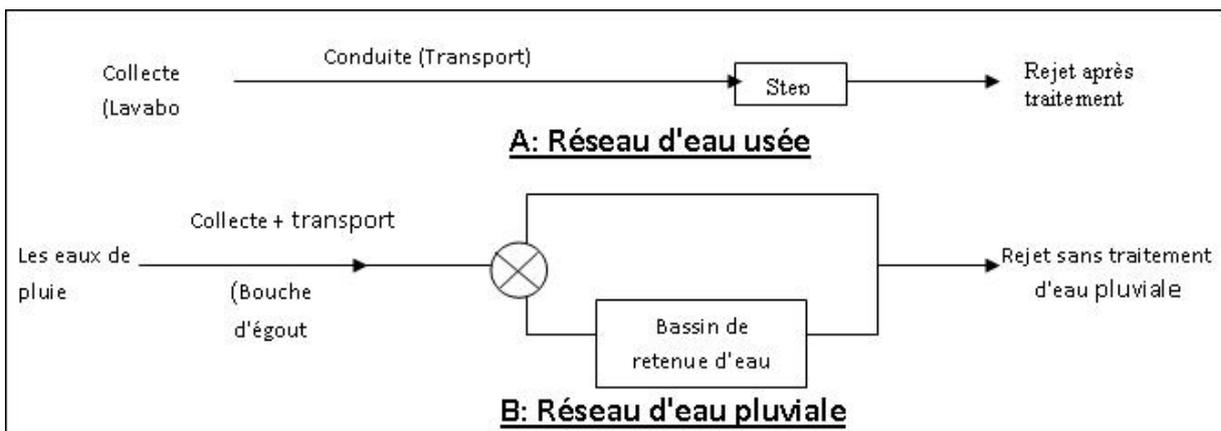


Figure III-2: Schéma de principe d'un réseau séparatif

### III.4.1.3. Système pseudo-séparatif :

Actuellement peu préconisé dans la conception d'un nouvel équipement, est un système dans lequel on divise les apports d'eaux pluviales en deux parties :

L'une provenant uniquement des surfaces des voiries, qui s'écoule par des ouvrages particuliers, (caniveaux, aqueducs, fossés) avec évacuations directe dans la nature.

L'autre provenant des toitures déversoirs d'orage et cours intérieures qui sont raccordées au réseau d'assainissement, à l'aide des mêmes branchements que ceux des eaux usées domestiques.

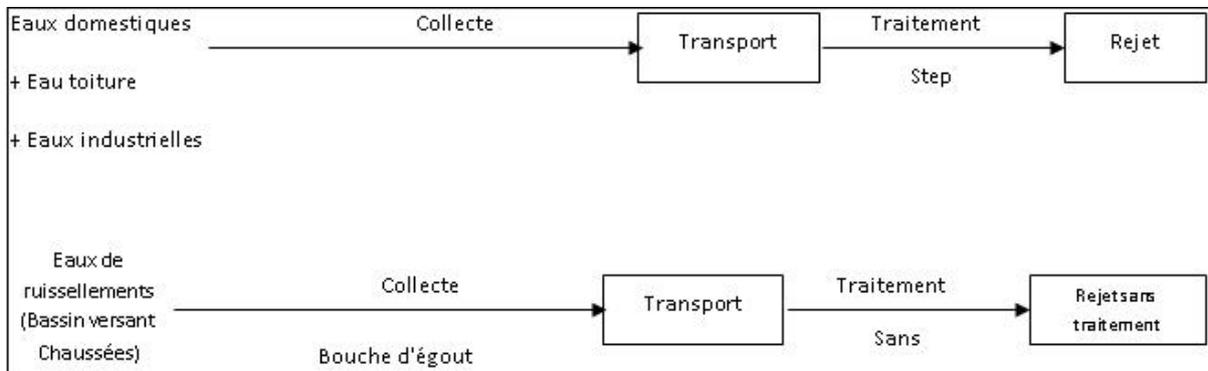


Figure III-3 : Schéma de principe d'un réseau pseudo-séparatif

## Calcul de base

**Tableau III-1: Avantages et inconvénients des trois systèmes de réseaux :**

<b>Système</b>	<b>Domaine d'utilisation</b>	<b>Avantages</b>	<b>Inconvénients</b>	<b>Contraintes d'exploitation</b>
<b>Unitaire</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- milieu récepteur éloigné des points de collecte.</li> <li>- topographie à faible relief.</li> <li>- débit d'étiage du cours d'eau récepteur important.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- conception simple</li> <li>- encombrement réduit du sous-sol</li> <li>- à priori économique</li> <li>- pas de risque d'inversion de branchement.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- débit rejeté vers la STEP très variable</li> <li>- la dilution des eaux usées est variable</li> <li>- apport de sable important à la station d'épuration</li> <li>- rejet direct vers le milieu récepteur du mélange au droit des déversoirs d'orage.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- entretien régulier des déversoirs d'orage et des bassins de stockage</li> <li>- difficulté d'évaluation des rejets directs vers le milieu récepteur.</li> </ul>
<b>Séparatif</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- petites et moyennes agglomérations ;</li> <li>- extension des villes ;</li> <li>- faible débit d'étiage du cours d'eau récepteur.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- diminution des sections des collecteurs</li> <li>- exploitation plus facile de la STEP</li> <li>- meilleure nature préservée</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- encombrement important du sous-sol</li> <li>- coût d'investissement élevé</li> <li>- risque important d'erreur de branchement.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Surveillance accrue des branchements</li> <li>- entretien d'un linéaire important de collecteurs (eaux usées et pluviales)</li> </ul>
<b>Pseudo séparatif</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- petits et moyennes agglomération.</li> <li>- présence d'un milieu récepteur proche.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>Le problème des faux branchements est éliminé.</li> <li>- Le plus gros des eaux pluviales étant acheminées en d'heur de la ville, ce qui nous donne des collecteurs traversant la ville de moindre dimension</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- le fonctionnement de la station d'épuration est perturbé, la charge polluante est variable en qualité et en quantité</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Entretien régulier des déversoirs d'orage et des bassins de stockage ;</li> <li>- Surveillance accrue des branchements.</li> </ul>

Source : Office International de l'eau (2000)

### **III.4.1.4. Système mixte :**

Dans ce type, une partie de la zone est assainie par un réseau unitaire et l'autre partie par le système séparatif. Il est appliqué dans les villes disposant d'un ancien réseau de type unitaire et dont les débits de l'extension ne pourraient être supportés par le réseau ancien.

### **III.4.1.5. Système autonome :**

C'est un système individuel non raccordé à un réseau public (assainissement non-collectif). Ce système est utilisé dans les sites ruraux où on rencontre une faible densité d'habitations (espaces isolés et entités individuelles), ce qui rend la mise en place des réseaux publics très coûteuse.

### **III.4.1.6. Système composite :**

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

## **III.4.2. Le choix du système d'assainissement :**

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.

## **III.5. Schéma d'évacuation des eaux :**

### **III.5.1. Les différents schémas d'assainissement :**

Les réseaux d'Assainissement fonctionnent généralement, sauf dans des cas particuliers, en écoulement gravitaire ; on distingue cinq (05) schémas différents :

### IV.1.1. Schéma perpendiculaire :

L'écoulement se fait directement dans le cours d'eau. Ce type de schéma ne permet pas la concentration des eaux vers un point unique d'épuration ; il convient lorsque l'épuration n'est pas jugée nécessaire et aussi pour l'évacuation des eaux pluviales en système séparatif.

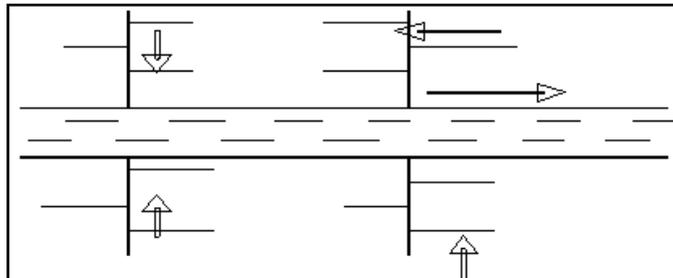


Figure III-4: Schéma perpendiculaire

### IV.1.2. Schéma par déplacement latéral :

C'est le schéma le plus simple, permettant de transporter l'effluent à l'aval de l'agglomération vers un seul point. Les eaux sont recueillies dans un collecteur parallèle au cours d'eau, dans ce cas l'épuration est nécessaire.

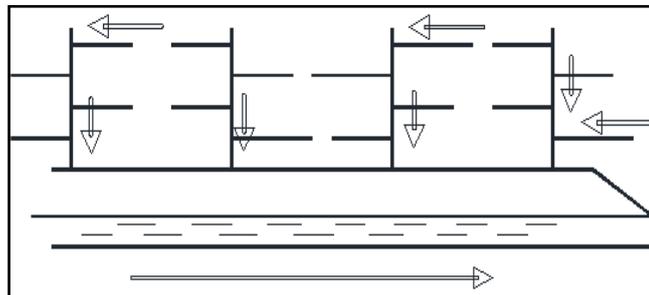


Figure III-5: Schéma par déplacement latéral

### IV.1.3. Schéma transversal ou oblique :

Ce schéma comporte des ramifications de collecteurs qui permettent de rapporter l'effluent à l'aval de l'agglomération. Ce type de schéma est adopté lorsque la pente du terrain est faible.

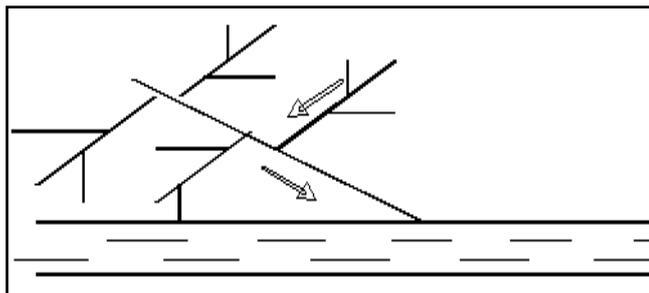


Figure III-6: Schéma à collecteur transversal ou oblique

### IV.1.4. Schéma par zones étagées :

Ce schéma est une transposition du schéma par déplacement latéral, mais avec multiplication des collecteurs longitudinaux ; ils permettent l'évacuation à plusieurs niveaux pour ne pas trop charger le collecteur.

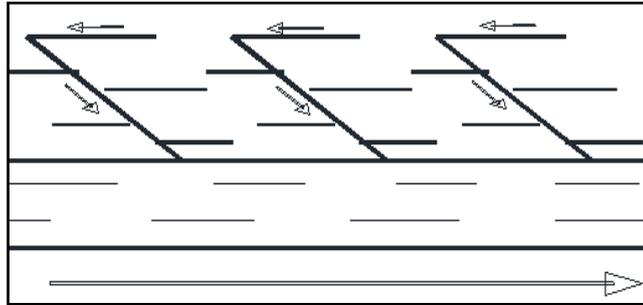


Figure III-7: Schéma par zones étagées

### IV.1.5. Schéma radial :

Le schéma radial convient pour les terrains plats. Il permet la collecte des effluents en un ou plusieurs points où ils seront évacués, par relevage, vers un point éloigné de l'agglomération (un cours d'eau récepteur ou une station d'épuration).

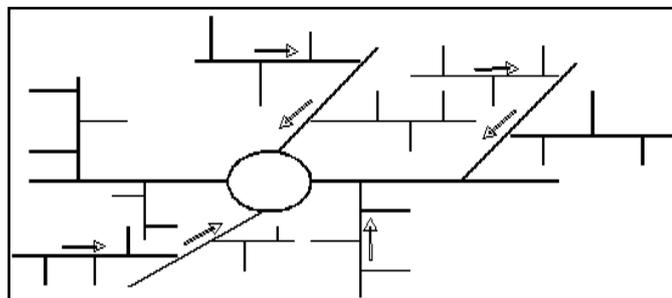


Figure III-8: Schéma radial

## IV.2. Le choix du schéma d'évacuation :

- Le choix du schéma du réseau d'évacuation à adopter, dépend de divers paramètres :
- Les conditions techniques et locales du lieu : système existant, la topographie du terrain et la répartition géographique des habitats à desservir.
- Les conditions d'environnement : nature de rejet, le milieu récepteur et l'emplacement de la station d'épuration si elle existe.

- Les conditions économiques : le coût et les frais d'investissement et d'entretien.

➔ Pour notre projet, on va adopter un schéma par déplacement latérale.

### **III.6. Le coefficient de ruissellement :**

#### **III.6.1. Méthodes de détermination du coefficient de ruissellement :**

Le coefficient de ruissellement «  $C_r$  » d'une surface donnée est défini comme étant le rapport entre le volume d'eau ruisselé et le volume tombé sur le bassin considéré. Il a un rôle prépondérant dans l'évaluation des débits de pointe pluviaux qui servent au dimensionnement du réseau.

La valeur du coefficient de ruissellement dépend de plusieurs paramètres :

- La nature du sol.
- Le mode d'occupation du sol.
- L'inclinaison du terrain (la pente).
- La durée et l'intensité de la pluie.
- La densité de la population.
- Le degré de saturation du sol en eau.
- L'humidité de l'air.

L'estimation du coefficient de ruissellement est faite à titre empirique, d'une façon approchée vu l'hétérogénéité des surfaces, suivant différents facteurs :

➤ **En fonction du type d'occupation du sol :**

## Calcul de base

Tableau III-2: Valeurs du coefficient de ruissellement en fonction du type d'occupation du sol

Type d'occupation du sol		$C_r$
Commercial		0.70 – 0.95
Résidentiel	Lotissement	0.3 – 0.5
	Collectifs	0.5 – 0.75
	Habitat dispersé	0.25 – 0.4
Industriel		0.5 – 0.8
Parcs et jardins public		0.05 – 0.25
Terrains de sport		0.1 – 0.3
Terrains vagues		0.05 – 0.15
Terres agricoles	Drainées	0.05 – 0.13
	Non drainées	0.03 – 0.07

➤ En fonction de la catégorie d'urbanisation :

Tableau III-3: Valeurs du coefficient de ruissellement en fonction de la catégorie d'urbanisation

Catégorie d'urbanisation	$C_r$
Habitations très denses	0.90
Habitations denses	0.60 – 0.70
Habitations moins denses	0.40 – 0.50
Quartiers résidentiels	0.20 – 0.30
Square – garde – prairie	0.05 – 0.20

➤ **En fonction de la densité de population :**

**Tableau III-4 : Valeurs du coefficient de ruissellement en fonction de la densité de population**

Densité de la population (habitant/ha)	C <sub>r</sub>
20	0.20
30 – 80	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	0.80 – 0.90

➤ **En fonction de la nature de la surface :**

**Tableau III-5 : Valeurs du coefficient de ruissellement en fonction de la nature des surfaces**

Nature de la surface	C <sub>r</sub>
Toits en métal, tuile, ardoise	0.9
Chaussée avec peu de joints	0.85 – 0.9
Pavés en pierres naturelles, brique avec joints cimentés	0.75 – 0.85
Pavage en blocages	0.40 – 0.50
Surfaces goudronnées	0.25 – 0.60
Chemin en gravier	0.25 – 0.30
Gare, terrain de sport	0.10 – 0.30
Parcs, jardins, gazons	0.05 – 0.25
Forêts	0.01 – 0.20

### III.6.2. Estimation du coefficient de ruissellement pour chaque sous bassin :

On va estimer la valeur de coefficient de ruissellement pondéré pour chaque sous bassin, en se basant sur le plan de masse de la zone d'étude.

➔ Les résultats sont dans le tableau suivant :

**Tableau III-6: Valeurs de coefficients de ruissellement pour chaque sous bassin**

N° SB	Surface : A (ha)	C <sub>r</sub>
01	4,468	0,68
02	2,021	0,60
03	2,616	0,69
04	1,295	0,63
05	2,065	0,71
06	0,593	0,68
07	0,856	0,72
08	1,624	0,70
09	2,591	0,63
10	2,273	0,66
11	2,111	0,67
12	1,157	0,60
13	2,317	0,63
14	2,292	0,74
15	1,600	0,72
16	0,892	0,66
17	2,238	0,70
18	1,965	0,71
19	5,844	0,63
20	1,903	0,72
<b>Somme :</b>	42,721	-

### III.6.3. Détermination du nombre d'habitants pour chaque sous bassin :

Il sera déterminé en fonction des coefficients de ruissellement qui ont été estimés dans le chapitre précédant en appliquant la formule suivante :

$$N_i = D_i \cdot A_i \quad \text{(III-1)}$$

$D_i$  : Densité partielle (hab/ha)

$A_i$  : Surface du sous bassin (ha)

### **III.6.3.1. Densité partielle :**

La densité partielle de chaque sous bassin en fonction du coefficient de ruissellement est calculée par la formule suivante :

$$D_i = \frac{Cr_i \cdot N}{Cr_{tp} \cdot A_t} = \frac{Cr_i}{Cr_{tp}} \cdot D_{moy} \quad \text{(III-2)}$$

Avec :

$N$  : Nombre totale d'habitant

$Cr_{tp}$  : Coefficient de ruissellement total pondéré

$Cr_i$  : Coefficient de ruissellement du sous bassin

$A_t$  : Surface totale (ha)

$D_{moy}$  : Densité moyenne (hab/ha)

### **III.6.3.2. Densité moyenne :**

La formule est :

$$D_{moy} = \frac{\text{Nombre d'habitant à l'horizon}}{\text{Surface totale}} = 1102 \quad (\text{hab/ha}) \quad \text{(III-3)}$$

### **III.6.3.3. Coefficient de ruissellement total pondéré :**

$$Cr_{tp} = \frac{\sum A_i \cdot Cr_i}{\sum A_i} = 0,67 \quad \text{(III-4)}$$

**Calcul de la population pour chaque sous bassin :**

## Calcul de base

**Tableau III-7: Nombre d'habitants pour chaque sous bassin**

N° du sous bassin	Surface (HA)	Coefficient de ruissellement ( $C_{r_i}$ )	$A_i \cdot C_{r_i}$	Densité (hab/HA)	Nombre d'habitants
1	4,468	0,68	3.04	1118	4997
2	2,021	0,60	1.21	987	1994
3	2,616	0,69	1.81	1135	2969
4	1,295	0,63	0.82	1036	1342
5	2,065	0,71	1.47	1168	2411
6	0,593	0,68	0.40	1118	663
7	0,856	0,72	0.62	1184	1014
8	1,624	0,70	1.14	1151	1870
9	2,591	0,63	1.63	1036	2681
10	2,273	0,66	1.50	1086	2467
11	2,111	0,67	1.41	1102	2326
12	1,157	0,60	0.69	987	1142
13	2,317	0,63	1.46	1036	2401
14	2,292	0,74	1.70	1217	2790
15	1,600	0,72	1.15	1184	1895
16	0,892	0,66	0.59	1086	968
17	2,238	0,70	1.57	1151	2577
18	1,965	0,71	1.40	1168	2295
19	5,844	0,63	3.68	1036	6056
20	1,903	0,72	1.37	1184	2254
<b>Nombre total :</b>					<b>42 112 habitants</b>

### III.7. Conclusion :

Ce chapitre nous a permis la détermination des paramètres de base pour une bonne estimation des débits d'évacuation afin de permettre un calcul hydraulique adéquat pour notre agglomération :

- Le système adopté est le système unitaire avec un schéma par déplacement latérale.
- La détermination du coefficient de ruissellement pour chaque sous bassin, ainsi que le nombre d'habitants.

# **CHAPITRE IV :**

## **Estimation des débits à évacuer**

### IV.1. Introduction :

Le réseau d'assainissement est appelé à assurer la collecte et l'évacuation des eaux de ruissellement et des eaux usées des différentes origines. Donc, il est impératif de passer par la phase d'évaluation des débits d'eaux usées et pluviales, avant d'entamer le dimensionnement du réseau.

Le but principal de l'évaluation des débits des eaux usées est de connaître la quantité et la qualité des rejets liquides provenant des habitations et lieux d'activités. Ces rejets, qui varient d'une agglomération à une autre selon la vocation adoptée, doivent être évacués le plus rapidement possible et par le moyen le plus sûr afin d'éviter toute contamination de l'être humain ou pollution de l'environnement ; d'où ressort l'utilité de l'évaluation des quantités à traiter.

### IV.2. Origine et nature des eaux à évacuer :

#### IV.2.1. Les eaux usées :

On distingue, selon la nature des matières polluantes contenues dans l'effluent, quatre (04) origines :

- Les eaux usées d'origine domestique.
- Les eaux usées des services publics.
- Les eaux usées d'origine industrielle.
- Les eaux parasites.

##### IV.2.1.1. Les eaux usées domestiques :

Ce sont les eaux de ménage qui proviennent des habitations aux centres des agglomérations. Elles sont constituées essentiellement des :

- **Eaux ménagères** : les eaux de cuisine, de vaisselle, de lavage, de bains et de douches ; elles sont évacuées par les éviers des lavabos et des baignoires.
- **Eaux vannes** : les eaux provenant des sanitaires.

La quantité des eaux à évacuer dépend de la consommation en eau potable qui elle-même dépend essentiellement des facteurs suivants :

- Type d'habitations et leurs degrés de confort.
- Conditions climatiques.

### IV.2.1.2. Les eaux usées des services publics :

Ce sont les eaux usées provenant des établissements ou des équipements publics : administratifs, éducatifs, touristiques, sanitaires et autres services d'utilité publique.

L'estimation de ces eaux tient compte de la dotation en eau potable requise pour chaque activité ; cette dotation est basée sur la notion d'équivalent habitant qui représente une unité de compte homogène pour tous usagers.

### IV.2.1.3. Les eaux usées industrielles :

Ces eaux proviennent des différentes activités industrielles de diverses usines. La quantité d'eau évacuée par les industries dépend des facteurs suivants :

- Nature de l'industrie (de fabrication ou de transformation).
- Procédé de fabrication utilisé.
- Taux de recyclage effectivement réalisé.

Cette quantité peut être évaluée selon deux principes :

- **Industrie de production** : on s'intéresse aux produits ; c'est-à-dire l'estimation du nombre de produits et la quantité d'eau nécessaire jusqu'au produit fini.
- **Industrie de transformation** : on s'intéresse au nombre de travailleurs employés par l'industrie, et une estimation de la quantité d'eau utilisée par chacun.

Mis à part la quantité à évacuer, il y a toujours certains paramètres à prendre en considération :

- La température élevée peut nuire aux caractéristiques mécaniques des canalisations ; les eaux chaudes doivent avoir une température inférieure à 35°C.
- L'agressivité de l'effluent exige un prétraitement à l'intérieur de l'unité industrielle, pour éviter les méfaits des matières chimiques corrosives (acides ou bases), des substances toxiques (traitement difficile au niveau de la station d'épuration) et parfois même des métaux lourds (frottement contre les parois des conduites).

### IV.2.1.4. Les eaux parasites :

Les eaux claires parasites désignent, le plus souvent, l'ensemble des eaux provenant de drainage, des infiltrations après une chute de pluie ou de la remontée de la nappe.

Ces eaux pénètrent dans les collecteurs, généralement à travers :

- Les joints mal confectionnés (mauvais raccordement) ou déboîtés à cause d'une mauvaise pose de canalisation.

- Les fissurations dans les collecteurs à cause des tassements de la terre autour de la conduite ou bien des racines des arbres cherchant l'humidité (phénomène d'hydrotropisme).

La présence de ces eaux perturbe le bon fonctionnement de la station d'épuration. Néanmoins leur évaluation est assez difficile, elle ne peut être faite que sur terrain ; seule la modélisation peut donner une approche d'estimation du débit de ces eaux.

En pratique et en absence des valeurs mesurées, on préconise un débit d'eau parasite compris entre 0,05 et 0,15 L/s/ha.

### **IV.2.2. Les eaux pluviales :**

Ce sont les eaux de ruissellement de surface ; composées principalement de celles qui proviennent des précipitations atmosphériques. Ces eaux doivent être collectées et conduites vers la canalisation d'évacuation afin d'éviter, essentiellement, les risques d'inondations.

Les eaux provenant d'arrosage, de lavage (des marchés, des rues, ...), des espaces publics, des jardins et des cours d'immeubles sont assimilées à des eaux pluviales. Elles sont recueillies par les ouvrages de collecte des eaux pluviales, sauf dans le cas d'un système unitaire.

Dans les premières minutes d'une chute de pluie, la teneur en matières organiques est plus importante surtout pour des agglomérations à dominance industrielle ; du fait du balayage des surfaces par les eaux de ruissellement et de lavage.

Ces eaux aussi transportent du sable qui peut se déposer dans la canalisation à la moindre chute de vitesse d'écoulement.

### **IV.3. Estimation des débits des eaux usées :**

L'évaluation de la quantité journalière des eaux usées à évacuer s'effectue à partir de la consommation d'eau potable.

L'évacuation quantitative des rejets est en fonction du type et de la nature de l'agglomération et les diverses catégories d'urbanisation (établissements publics et privés, industries, usines ...). Plus l'agglomération est urbanisée, plus la quantité d'eau rejetée est élevée.

#### **IV.3.1. Débits des eaux usées domestiques :**

L'eau utilisée par le consommateur n'est pas rejetée en totalité dans le réseau, il est admis que l'eau évacuée n'est que 70% à 80% de l'eau consommée.

### IV.3.1.1. Débit moyen journalier :

Pour calculer le débit des eaux usées à évacuer, on prend comme base la dotation de la consommation d'eau potable.

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

$$Q_{\text{moy,j}}^{\text{dom}} = \frac{K_r \times D \times N_{\text{hab}}}{86400} \quad (\text{IV-1})$$

Avec :

- $Q_{\text{moy,j}}^{\text{dom}}$  : débit moyen journalier des eaux usées domestiques en ( l/s)
- $N_{\text{hab}}$  : nombre d'habitants à l'horizon d'étude (habitant).
- $K_r$  : coefficient de rejet pris égal à 80% de la quantité d'eau potable consommée.
- $D$  : dotation journalière estimée à 150 l/hab/j.
- Le terme  $\frac{1}{86400}$  est pour la conversion de (l/j) en (l/s).
- 

### IV.3.1.2. 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. Ce dernier est donné par la formule suivante :

$$Q_p^{\text{dom}} = K_p \times Q_{\text{moy,j}}^{\text{dom}} \quad (\text{V-2})$$

Avec :

- $Q_p^{\text{dom}}$  : débit de pointe des eaux usées domestiques (l/s).
- $Q_{\text{moy,j}}^{\text{dom}}$  : débit moyen journalier rejeté (l/s).
- $K_p$  : coefficient de pointe ; calculé à partir du débit moyen de rejet :

$$K_p = 1.5 + \frac{2.5}{\sqrt{Q_{\text{moy,j}}^{\text{dom}}}} \quad \text{si : } Q_{\text{moy,j}}^{\text{dom}} \geq 2.8 \text{ l/s}$$

$$K_p = 3 \quad \text{si : } Q_{\text{moy,j}}^{\text{dom}} < 2.8 \text{ l/s}$$

## Estimation des débits à évacuer

**Tableau IV-1: Débits des eaux usées domestiques pour chaque sous bassin**

N° SB	N <sub>hab</sub>	K <sub>r</sub>	D (l/j/hab)	Q <sub>moy,j</sub> <sup>dom</sup> (l/s)	K <sub>p</sub>	Q <sub>p</sub> <sup>dom</sup> (l/s)	Q <sub>p</sub> <sup>dom</sup> (m <sup>3</sup> /s)
01	4997	0,8	150	6.940	2.45	17	0.017
02	1994	0,8	150	2.769	3	8	0.008
03	2969	0,8	150	4.124	2.73	11	0.011
04	1342	0,8	150	1.864	3	6	0.006
05	2411	0,8	150	3.349	2.87	10	0.010
06	663	0,8	150	0.921	3	3	0.003
07	1014	0,8	150	1.408	3	4	0.004
08	1870	0,8	150	2.597	3	8	0.008
09	2681	0,8	150	3.724	2.8	10	0.010
10	2467	0,8	150	3.426	2.85	10	0.010
11	2326	0,8	150	3.231	2.89	9	0.009
12	1142	0,8	150	1.586	3	5	0.005
13	2401	0,8	150	3.335	2.87	10	0.010
14	2790	0,8	150	3.875	2.77	11	0.011
15	1895	0,8	150	2.632	3	8	0.008
16	968	0,8	150	1.344	3	4	0.004
17	2577	0,8	150	3.579	2.82	10	0.010
18	2295	0,8	150	3.188	2.90	9	0.009
19	6056	0,8	150	8.411	2.36	20	0.020
20	2254	0,8	150	3.131	2.91	9	0.009

### IV.3.2. Débits des eaux usées des établissements publics :

L'évaluation de ces débits se fait de la même manière que les eaux domestiques, en se basant sur la consommation d'eau potable pour chaque type d'utilisateur.

#### IV.3.2.1. Débit moyen journalier :

Le débit moyen journalier des eaux usées des services publics est donné par la relation suivante :

$$Q_{\text{moy,j}}^{\text{éq}} = \frac{K_r \times D_{\text{éq}} \times N_u}{86400} \quad (\text{IV-3})$$

Avec :

- $Q_{\text{moy,j}}^{\text{éq}}$  : débit moyen journalier des eaux usées publiques en (l/s)
- $N_u$  : nombre des usagers (des unités) concernés par chaque service.
- $K_r$  : coefficient de rejet pris égal à 80% de la quantité d'eau potable consommée.
- $D_{\text{éq}}$  : dotation de la consommation journalière d'eau potable (l/j/unité) ; une donnée qui diffère d'un type d'utilisateur à un autre.
- Le terme  $\frac{1}{86400}$  est pour la conversion de (l/j) en (l/s).

#### IV.3.2.2. Débit de pointe :

On est appelé à déterminer le débit de pointe des eaux usées des équipements publics. Il est donné par la formule suivante :

$$Q_p^{\text{éq}} = K_p \times Q_{\text{moy,j}}^{\text{éq}} \quad (\text{IV-4})$$

Avec :

- $Q_p^{\text{éq}}$  : débit de pointe des eaux usées publiques (l/s).
- $Q_{\text{moy,j}}^{\text{éq}}$  : débit moyen journalier rejeté (l/s).
- $K_p$  : coefficient de pointe ; calculé à partir du débit moyen de rejet :

$$K_p = 1.5 + \frac{2.5}{\sqrt{Q_{\text{moy,j}}^{\text{éq}}}} \quad \text{si : } Q_{\text{moy,j}}^{\text{éq}} \geq 2.8 \text{ l/s}$$

$$K_p = 3 \quad \text{si : } Q_{\text{moy,j}}^{\text{éq}} < 2.81 \text{ l/s}$$

## Estimation des débits à évacuer

**Tableau IV-2 : Débits des eaux usées des établissements publics**

N° SB	Equipement	Capacité d'accueil actuelle (u)	Déq (l/j/unité)	$Q_{moy,j}^{éq}$ (l/s)	Kp	$Q_p^{éq}$ (l/s)	$Q_p^{éq}$ (m3/s)
5	CEM	580	30	0.161	3	0.483	0.001
	Mosqué	730	25	0.18	3	0.54	
6	APC	87	15	0.012	3	0.036	0.000036
7	POSTE	25	15	0.003	3	0.009	0.00001
12	Ecole primaire	530	30	0.147	3	0.441	0.000441
16	Commissariat	75	30	0.02	3	0.06	0.00006

### IV.3.3. Débits totaux des eaux usées à évacuer :

Pour le calcul du débit total des eaux usées à évacuer, et en l'absence des renseignements précis sur la répartition dans le temps, on doit prendre en considération l'hypothèse de la superposition des débits de pointes de tout type d'eaux usées.

➔ Les débits totaux des eaux à évacuer sont illustrés dans le tableau suivant :

**Tableau IV-3 : Débits totaux des eaux usées pour chaque sous bassin**

N° SB	A (ha)	$Q_p^{dom}$ (l/s)	$Q_p^{éq}$ (l/s)	$Q_t^{EU}$ (l/s)	$Q_t^{EU}$ (m <sup>3</sup> /s)
01	4,468	17	-	17	0,017
02	2,021	8	-	8	0,008
03	2,616	11	-	11	0,011
04	1,295	6	-	6	0,006
05	2,065	10	1	11	0,011
06	0,593	3	0.036	3.036	0,003036
07	0,856	4	0.09	4.09	0,00409
08	1,624	8	-	8	0,008
09	2,591	10	-	10	0,01
10	2,273	10	-	10	0,01
11	2,111	9	-	9	0,009
12	1,157	5	0.441	5.441	0,005441
13	2,317	10	-	10	0,001
14	2,292	11	-	11	0,011
15	1,600	8	-	8	0,008
16	0,892	4	0.06	4.06	0,00406
17	2,238	10	-	10	0,01
18	1,965	9	-	9	0,009
19	5,844	20	-	20	0,02
20	1,903	9	-	9	0,009

### IV.4. Estimation des débits d'eaux pluviales :

Le calcul de base pour le dimensionnement d'un réseau pluvial est la pluie la plus forte susceptible de survenir dans une période de 10 ans (débit décennal).

Lors d'une chute de pluie, seule la fraction d'eau ruisselée intéresse le dimensionnement d'un ouvrage appelé à évacuer dans les conditions suffisantes le débit d'eau de cette fraction du bassin considéré.

En fonction de l'étendue du bassin et de son urbanisation, on considère différentes méthodes pour l'évaluation du débit pluvial, dont nous citons :

- La méthode rationnelle.
- La méthode superficielle.

#### IV.4.1. La méthode rationnelle :

Cette méthode a fait ses preuves surtout pour les bassins urbains à faible surface. Elle exige un découpage de bassin-versant en secteurs limités par les lignes isochrones quand la surface est importante.

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 «  $C_r$  ».

Cependant, on tient compte que l'intensité n'est pas uniforme (ça veut dire que l'averse a un épicentre et se diffuse dans l'espace). Pour cela, il convient d'appliquer un coefficient «  $\alpha$  » de répartition de la pluie.

La méthode rationnelle s'exprime par la formule suivante :

$$Q = \alpha \times C_r \times i \times A \quad (\text{IV-5})$$

Avec :

- $Q$  : débit d'eau de ruissellement (l/s).
- $A$  : surface d'apport (ha).
- $C_r$  : coefficient de ruissellement.
- $i$  : intensité moyenne de précipitation (l/s/ha).
- $\alpha$  : coefficient réducteur (correcteur) de l'intensité tenant compte de la distribution de la pluie dans l'espace.

### IV.4.1.1. Coefficient réducteur de l'intensité :

En réalité, la répartition d'une pluie au niveau d'un bassin est irrégulière surtout pour les pluies de courte durée et de forte intensité. Pour en tenir compte, on doit ajouter un paramètre de correction pour chaque surface élémentaire ; c'est un coefficient réducteur de l'intensité :  $\alpha \leq 1$ .

❖ Ce coefficient peut être déterminé d'après une loi de répartition de pluie :

- Pour des bassins longs (rectangles étroits, ...) ; ce coefficient sera égal à :

$$\alpha = 1 - 0.006 \times \sqrt{d/2}$$

- Pour des bassins ramassés (carrés, cercles, ...) :

$$\alpha = 1 - 0.005 \times \sqrt{d/2}$$

Avec :

- $d$  : longueur du milieu de l'aire élémentaire (m).

### IV.4.1.2. Validité de la méthode rationnelle :

Cette méthode est efficace pour des surfaces relativement limitées (généralement inférieures à 10 ha). Le résultat est meilleur pour des aires encore plus faibles, du fait de la bonne estimation du coefficient de ruissellement.

Ainsi, elle est applicable pour des surfaces où le temps de concentration ne dépasse pas 30 min.

Par contre, elle n'est pas susceptible d'être utilisée pour les zones étendues, car les calculs deviendraient fastidieux.

### IV.4.1.3. Hypothèses de la méthode rationnelle :

La méthode rationnelle est fondée sur trois (03) hypothèses de base :

- Le débit de pointe «  $Q_p$  » est observé à l'exutoire seulement si la durée de l'averse est supérieure au temps de concentration «  $t_c$  » du bassin-versant.
- Le débit de pointe «  $Q_p$  » est proportionnel à l'intensité moyenne maximale «  $i$  » sur une durée égale au temps de concentration «  $t_c$  » du bassin-versant.

- Le débit de pointe «  $Q_p$  » a la même période de retour que l'intensité «  $i$  » qui le provoque, ceci suppose que le coefficient de ruissellement «  $Cr$  » du bassin-versant est constant.

### IV.4.1.4. Temps de concentration :

C'est une caractéristique du bassin ; définie comme étant le temps mis par la pluie tombée au point le plus éloigné, en durée d'écoulement, pour atteindre l'entrée du collecteur qui doit évacuer l'apport de la surface considérée.

❖ Le temps de concentration «  $t_c$  » se compose de :

- $t_1$  (min) : temps mis par l'eau pour s'écouler dans les canalisations.

$$t_1 = \frac{L}{60 \times v} \quad (\text{IV-6})$$

Avec :

- $L$  : longueur de canalisation (m).
  - $v$  : vitesse d'écoulement (m/s).
  - Le terme  $\frac{1}{60}$  pour la conversion de secondes (s) en minutes (min).
- $t_2$  : temps mis par l'eau pour atteindre le premier ouvrage d'engouffrement. En général, il varie de 2 à 20 min.
  - $t_3$  (min) : temps de ruissellement superficiel dans un bassin ne comportant pas de canalisations.

$$t_3 = \frac{L_s}{11 \times \sqrt{I}} \quad (\text{IV-7})$$

Avec :

- $L_s$  : parcours superficiel de l'eau dans le bassin (km).
  - $I$  : pente moyenne du parcours (%).
- ❖ Donc, trois (03) cas peuvent être envisagés :
- Le bassin ne comporte pas de canalisation :  $t_c = t_3$ .
  - Le bassin comporte un parcours superficiel puis une canalisation :  $t_c = t_1 + t_3$ .
  - Le bassin est urbanisé et comporte une canalisation :  $t_c = t_1 + t_2$ .
- ❖ Dans le cas général, pour les zones peu allongées, le temps de concentration «  $t_c$  (min) » est donné par la relation suivante :

$$t_c = 3.98 \times \left[ \frac{L}{\sqrt{I}} \right]^{0.77} \quad (\text{IV-8})$$

Avec :

- L : cheminement hydraulique le plus long (km).
- I : pente moyenne du chemin parcouru (%).

### IV.4.1.5. Critique de la méthode rationnelle :

- La décomposition du bassin en aires élémentaires est grossièrement approchée.
- Le coefficient de ruissellement «  $C_r$  » est constant sur tout le sous bassin et pendant toute la durée de l'averse. La méthode ne tient pas compte du stockage de l'eau de ruissellement sur le bassin ; en négligeant le rôle des surfaces non revêtues (trous, crevasse, ...).

### IV.4.2. La méthode superficielle :

La méthode de Caquot ou la méthode superficielle est une variante de la méthode rationnelle. Ce modèle établit le bilan hydraulique du débit précipité sur le bassin versant jusqu'à l'instant à peu près égal au temps de concentration «  $t_c$  » où on observe le débit de pointe «  $Q_p$  » à l'exutoire. L'expression générale de la formule de Caquot est la suivante :

$$Q_p = K^{\frac{1}{u}} \times C_r^{\frac{1}{u}} \times I^{\frac{v}{u}} \times A^{\frac{w}{u}} \quad (\text{IV-9})$$

Avec :

- $Q_p(f)$  : le débit pluvial de pointe de fréquence de dépassement «  $F$  » ; en ( $m^3/s$ ).
- $C_r$  : est le coefficient de ruissellement du sous bassin considéré.
- I : la pente moyenne calculée selon le plus long cheminement hydraulique (m/m).
- A : la superficie drainée du sous bassin (ha).
- K, u, v, w : coefficients d'expression, donnés en fonction des paramètres de Caquot par les formules suivantes :

$$K = \frac{a \times \mu}{6 \times (\beta + \delta)} \quad (\text{IV-10})$$

$$u = 1 - b \times f$$

$$v = c \times b$$

$$w = 1 - \varepsilon + d \times b$$

### IV.4.2.1. Evaluation des paramètres de Caquot :

- **Paramètres liés à la pluviométrie :**

- a, b : sont les coefficients de la formule de Montana (courbes IDF). Les valeurs qu'ils prennent sont issues d'un calcul purement hydrologique selon les régions, les périodes de retour et les fréquences.

- $\varepsilon$  : abattement spatial de la pluie ;

- $\varepsilon = 0.5$  pour  $S < 100$  ha.

- $\varepsilon = 0.03$  la valeur la plus adoptée.

- **Paramètres caractérisant la transformation de la pluie en débit :**

- $\beta + \delta = 1.1$  : représente l'effet de stockage et d'écrêtement, cette valeur devrait augmenter avec la taille des bassins.

- **Paramètres concernant le bassin versant :**

- $c = -0.41$  ;  $d = 0.51$  ;  $f = -0.29$ .

- $\mu$  : coefficient d'ajustement de la forme du bassin, donnée par :

$$\mu = 0.28 \times M^{0.84}$$

Où :

$$M = \frac{L}{\sqrt{S_c}} \quad (\text{IV-11})$$

Avec :

- M : coefficient d'allongement qui caractérise la forme du bassin-versant.
- L : le plus long chemin hydraulique (m).
- $S_c$  : étant la surface du carré équivalent qui est égale à celle du bassin ( $m^2$ ).

**Remarque :**

La valeur de « M » doit être supérieure à 0.8 (une valeur qui correspond à un bassin-versant en forme de demi-cercle). La formule de Caquot est donnée pour  $M = 2$ . Et pour des

valeurs de « M » différentes de 2, le débit de pointe «  $Q_p$  » donnée par la formule doit être corrigé par le coefficient d'influence :

$$m = \left(\frac{M}{2}\right)^{0.7 \times b}$$

- **Temps de concentration :**

D'après DESBORDES, Le temps de concentration (valable pour les deux méthode) est donné par l'expression suivante :

$$t_c = 0.28 \times M^{0.84} \times I^{-0.41} \times A^{0.51} \times Q_p^{-0.29} \quad (\text{IV-12})$$

Avec :

-  $t_c$  (min) ;  $I$  (m/m) ;  $A$  (ha) ;  $Q_p$  (m<sup>3</sup>/s)

**Validité de la méthode superficielle :**

Il est nécessaire de vérifier les conditions d'application de la formule de Caquot pour pouvoir l'appliquer, ces limites sont celles préconisées par l'instruction technique 1977 :

- Superficie totale :  $A < 200$  ha.
- Coefficient de ruissellement :  $0.2 < C_r < 1$
- Pente :  $0.2 \% < I < 5 \%$
- Coefficient d'allongement :  $M > 0.8$

### IV.4.2.2. Formules d'assemblage et d'équivalence :

Les méthodes de calcul du débit pluvial sont en général valables pour des bassins de caractéristiques physiques homogènes. L'application du modèle superficielle à un groupement de sous bassins hétérogènes nécessite l'emploi de formules d'équivalence.

Ces formules diffèrent selon la hiérarchie des sous bassins constituant le groupement ; des bassins seront dits en série lorsque l'exutoire d'un des bassins constitue l'entrée de l'autre, les bassins seront dits en parallèle lorsque leurs exutoires convergent vers le même bassin versant.

Le tableau suivant fournit les règles d'assemblage à utiliser :

**Tableau IV-4 : Formules d'assemblage des bassins versants dans la méthode de Caquot**

Paramètres équivalents	$A_{\text{éq}}$	$C_{\text{éq}}$	$I_{\text{éq}}$	$M_{\text{éq}}$
Bassins en série	$\sum A_i$	$\frac{\sum(C_i \times A_i)}{\sum A_i}$	$\left[ \frac{\sum L_i}{\sum \left( \frac{L_i}{\sqrt{I_i}} \right)} \right]^2$	$\frac{\sum L_i}{\sqrt{\sum A_i}}$
Bassins en parallèle			$\frac{\sum (I_i \times Q_i)}{\sum Q_i}$	$\frac{L(t_{c,\max})}{\sqrt{\sum A_i}}$

Avec :

- $A_{\text{éq}}, C_{\text{éq}}, I_{\text{éq}}, M_{\text{éq}}$  : sont les paramètres du bassin équivalent.
- $A_i, C_i, I_i, L_i, Q_i$  : sont les paramètres individuels du sous bassin (i) considéré seul.
- $L(t_{c,\max})$  : cheminement hydraulique le plus long du sous bassin ayant le temps de concentration le plus long.
- Pour calculer le coefficient d'allongement «  $M_{\text{éq}}$  » qui est sans unité, les longueurs «  $L_i ; L(t_{c,\max})$  » et les surfaces «  $A_i$  » doivent être exprimés en des unités similaires (par exemple : m et m<sup>2</sup>).

### IV.4.2.3. Critique de la méthode superficielle :

- Les débits livrés par la méthode de Caquot sont sensiblement supérieurs (surestimation) en comparaison avec ceux de la méthode rationnelle. Ce surplus des débits donné par la méthode superficielle est dû essentiellement aux conditions de calcul, notamment les tronçons disposés en parallèle, ainsi que l'effet implicite du temps de concentration et qui ne relève pas le comportement plus au moins réel du réseau.
- Le modèle de groupement des bassins, peut conduire à des anomalies :
  - Pour les bassins en série, il peut arriver que le débit de pointe du bassin équivalent soit inférieur au maximum des débits de pointe des sous bassins. Donc on prend :  $Q_p = \text{Max}(Q_i)$ .

- Pour les bassins en parallèle, il peut arriver que le débit de pointe du bassin équivalent soit supérieur à la somme des débits de pointe des sous bassins, ce qui est impossible.

Donc on prend :  $Q_p = \sum Q_i$ .

### **IV.4.3. Choix de la méthode :**

Selon les limitations et les critiques de chacune de ces méthodes ; on opte pour la méthode rationnelle pour l'évaluation des débits pluviaux, car les conditions de validité de celle-ci sont respectées sur tous les sous bassins ; des superficies inférieures à 10 ha.

### **IV.4.4. Calcul des débits pluviaux :**

Vu que les surfaces des sous bassins sont petites, les valeurs du coefficient «  $\alpha$  » s'approchent de l'unité, par conséquent il sera pris égal à 1. Les résultats de calcul des débits pluviaux pour chaque surface élémentaire sont reportés respectivement dans le tableau suivant :

## Estimation des débits à évacuer

**Tableau IV-5 : Débits totaux des eaux pluviales à évacuer**

N° SB	A (ha)	C <sub>r</sub>	$\alpha$	I (l/s/ha)	Q <sup>EP</sup> (l/s)	Q <sup>EP</sup> (m <sup>3</sup> /s)
01	4,468	0,68	1	197	598.533	0.5985
02	2,021	0,60	1	197	238.882	0.2389
03	2,616	0,69	1	197	355.593	0.3556
04	1,295	0,63	1	197	160.722	0.1607
05	2,065	0,71	1	197	288.832	0.2888
06	0,593	0,68	1	197	79.438	0.0794
07	0,856	0,72	1	197	121.415	0.1214
08	1,624	0,70	1	197	223.950	0.2239
09	2,591	0,63	1	197	321.569	0.3216
10	2,273	0,66	1	197	295.535	0.2955
11	2,111	0,67	1	197	278.631	0.2786
12	1,157	0,60	1	197	136.757	0.1368
13	2,317	0,63	1	197	287.563	0.2876
14	2,292	0,74	1	197	334.128	0.3341
15	1,600	0,72	1	197	226.944	0.2269
16	0,892	0,66	1	197	115.978	0.1160
17	2,238	0,70	1	197	308.620	0.3086
18	1,965	0,71	1	197	274.845	0.2748
19	5,844	0,63	1	197	725.299	0.7253
20	1,903	0,72	1	197	269.922	0.2699

### IV.5. Conclusion :

Dans ce chapitre, on a estimé et évalué les quantités des eaux à évacuer. Ces débits incluent des eaux usées et des eaux pluviales ; on signale que la zone d'étude ne comporte aucune unité industrielle.

D'après les valeurs des débits obtenues, on constate que les débits des eaux usées (domestiques et publiques) ne représentent qu'une faible fraction des débits pluviaux.

La présente phase constitue une étape importante pour entamer le prochain chapitre ; le calcul hydraulique et le dimensionnement des conduites.

# **CHAPITRE V :**

## **Dimensionnement du réseau d'assainissement**

## V.1. Introduction :

Une fois que les débits des eaux à évacuer sont déterminés, on passe au calcul hydraulique du système d'assainissement qui consiste à dimensionner les ouvrages (collecteurs et regards) de réseau de ce système unitaire.

Ce calcul hydraulique doit respecter certaines normes d'écoulement et conditions d'implantation des réseaux d'assainissement. L'implantation en profondeur se fait d'une manière à satisfaire les conditions de résistance mécanique aux charges extérieures, tout en définissant le meilleur tracé possible.

## V.2. Principe de conception d'un système d'assainissement :

La conception d'un réseau d'assainissement est la concrétisation de tous les éléments constituant les branches du réseau sur un schéma :

- **Les collecteurs** : doivent pouvoir transporter en tout temps la totalité des débits apportés par les conduites qu'ils desservent. Ils sont définis par leurs :
  - Emplacements.
  - Profondeurs.
  - Dimensions (diamètres intérieur et extérieur, ...).
  - Pentés.
- **Les regards** : de différents types (de visite, de jonction, ...). Ils sont également définis par leurs :
  - Emplacements.
  - Profondeurs.
  - Côtes.

Un système d'assainissement fonctionne généralement en écoulement gravitaire, sauf dans des cas particuliers comme les contre-pentes, où il nécessite un relevage.

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

- L'écoulement est uniforme à surface libre.

- 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 sont dimensionnées pour un débit en pleine section «  $Q_{ps}$  » ; malgré qu'en réalité, et dans la plupart du temps, elles ne débitent pas cette quantité.

### V.3. Mode de dimensionnement des canalisations :

#### V.3.1. Base de calcul :

L'écoulement dans les collecteurs est un écoulement à surface libre ; dont le débit est donné par la formule de la continuité :

$$Q = v \times S_m \quad (V.1)$$

Avec :

- $Q$  : le débit capable de l'ouvrage ( $m^3/s$ ).
- $S_m$  : section mouillée ( $m^2$ ).
- $v$  : vitesse d'écoulement ( $m/s$ ).

Les ouvrages sont calculés suivant une formule d'écoulement résultant de celle de CHEZY ; où la vitesse d'écoulement se calcule par l'expression suivante :

$$v = C \times \sqrt{R_h \times I} \quad (V.2)$$

Avec :

- $v$  : vitesse d'écoulement ( $m/s$ ).
- $C$  : coefficient de Chézy, qui dépend des paramètres hydrauliques et géométriques de l'écoulement.
- $I$  : pente motrice de l'écoulement ( $m/m$ ).
- $R_h$  : rayon hydraulique ( $m$ ), donné par :

$$R_h = \frac{S_m}{P_m} \quad (V.3)$$

Où :

- $S_m$  : la surface de la section transversale mouillée de la conduite ( $m^2$ )
- $P_m$  : le périmètre mouillé ( $m$ ).

## V.3.2. Formule de MANNING-STRICKLER :

Le coefficient de Chézy est exprimé comme suit :

$$C = K \times R_h^{1/6} \quad (\text{V.4})$$

Avec :

- $K$  : coefficient de rugosité (de Manning-Strickler) ; sa valeur dépend du type de l'ouvrage utilisé, son matériau et son état.

La vitesse d'écoulement se calcule par l'expression suivante :

$$v = K \times R_h^{2/3} \times I^{1/2} \quad (\text{V.5})$$

Et le débit capable de l'ouvrage :

$$Q = K \times R_h^{2/3} \times I^{1/2} \times S_m \quad (\text{V.6})$$

### ❖ Procédé de calcul :

1- Déterminer le débit et la pente pour chaque point.

2- Le diamètre calculé est exprimé par :

$$D_{\text{cal}} = \left[ \frac{3.2 \times Q}{K \times \sqrt{I}} \right]^{3/8} \quad (\text{V.7})$$

Avec :

-  $D_{\text{cal}}$  (m) ;  $Q$  (m<sup>3</sup>/s) ;  $I$  (m/m)

3- Fixer le diamètre normalisé de la conduite «  $D_N$  ».

4- La vitesse à pleine section est calculée à partir de la relation (V.5) :

Pour un rayon hydraulique  $R_h = D_N/4$  ; on a :

$$v_{\text{ps}} = K \times \left( \frac{D_N}{4} \right)^{2/3} \times I^{1/2} \quad (\text{V.8})$$

Avec :

-  $v_{\text{ps}}$  (m/s) ;  $D_N$  (m) ;  $I$  (m/m)

5- Le débit à pleine section :

$$Q_{\text{ps}} = v_{\text{ps}} \times \frac{\pi \times D_N^2}{4} \quad (\text{V.9})$$

Avec :

-  $Q_{\text{ps}}$  (m<sup>3</sup>/s) ;  $v_{\text{ps}}$  (m/s) ;  $D_N$  (m)

6- Le rapport des débits :

$$r_Q = \frac{Q}{Q_{ps}} \quad (\text{V.10})$$

7- Déterminer les vitesses réelles par :

$$v = r_v \times v_{ps} \quad (\text{V.11})$$

Avec :

-  $r_v$  : rapport des vitesses, donnée comme suit :

$$r_v = -25.63 \times r_Q^6 + 93.647 \times r_Q^5 - 134.25 \times r_Q^4 + 95,24 \cdot r_Q^3 - 35.151 \times r_Q^2 + 7.0395 \times r_Q + 0.2263 \quad (\text{V.12})$$

8- La hauteur de remplissage :

$$H = r_H \times D_N \quad (\text{V.13})$$

Avec :

-  $r_H$  : rapport des hauteurs, donnée comme suit :

$$r_H = -11.423 \times r_Q^6 + 40.641 \times r_Q^5 - 55.497 \times r_Q^4 + 37.115 \times r_Q^3 - 12.857 \times r_Q^2 + 2.8373 \times r_Q + 0.0359 \quad (\text{V.14})$$

### V.3.3. Formule de BAZIN :

Le coefficient de Chézy est donné, à son tour, par la formule de Bazin :

$$C = \frac{87}{1 + \frac{\gamma}{\sqrt{R_h}}} \quad (\text{V.15})$$

Où :

- $\gamma$  : un coefficient d'écoulement qui varie suivant les matériaux utilisés et la nature des eaux transportées.

#### V.3.3.1. Les abaques de Bazin :

Les abaques, illustrés dans l'annexe, ont été établis à la base de la formule de Chézy-Bazin. Pour tenir compte de la nature de l'effluent, la nature de la canalisation et du type de joint ; le coefficient « K » de la formule de Manning-Strickler a été pris  $K = 90$ . Ils sont construits pour le débit à pleine section avec  $R_h = D_n/4$ .

➤ L'abaque (1), est utilisée pour simplifier les calculs :

- Abaque 1 : pour les réseaux pluviaux en système séparatif ou les réseaux unitaire :  
-pour les canalisations circulaires.

- Les nomogrammes (1-a) donnent les variations des débits et des vitesses en fonction de la hauteur de remplissage ; sont fournis pour l'évaluation des caractéristiques capacitaires des conduites ou pour apprécier les possibilités d'auto curage :
- Abaque 1-a : pour les ouvrages circulaires.

❖ **Procédé de calcul :**

1- A l'aide de l'abaque (1):

En donnant la pente et le débit, on peut tirer le diamètre normalisé «  $D_N$  », la vitesse à pleine section «  $v_{ps}$  » et le débit à pleine section «  $Q_{ps}$  » d'où on peut déterminer le rapport des débits «  $r_Q$  » en utilisant la relation (V.10).

2- D'après l'abaque (1-a):

En connaissant le rapport des débits «  $r_Q$  », on peut tirer le rapport des vitesses «  $r_v$  » et le rapport des hauteurs «  $r_H$  » ; d'où on peut déterminer la vitesse d'écoulement «  $v$  » et la hauteur de remplissage «  $H$  » par les relations (V.11) et (V.13).

### V.4. Conditions d'auto-curage :

Un réseau unitaire doit être auto-cureur, c'est-à-dire permettre l'évacuation du sable avec des débits couramment atteints, pour empêcher leur décantation et éviter les dépôts, sans provoquer l'érosion de la paroi de la conduite.

1- Pour  $\frac{1}{10} Q_{ps}$ :  $v \geq 0.6$  m/s.

2- Pour  $\frac{1}{100} Q_{ps}$ :  $v \geq 0.3$  m/s.

Ces limites sont respectées avec :

- $v_{ps} = 1$  m/s ; pour une section circulaire.  
(  $r_Q = 0.1 \Rightarrow r_v = \frac{v}{v_{ps}} = 0.55 \Rightarrow v_{ps} \geq 1$  m/s )
- $v_{ps} = 0.9$  m/s ; pour une section ovoïde.

### **V.5. Normes d'écoulement et d'implantation :**

#### **V.5.1. Canalisations du réseau unitaire :**

- Le diamètre minimal des canalisations circulaires est fixé à 300 mm ; pour éviter les risques d'obstruction.
- Il faut prendre la précaution de donner à la canalisation d'amont des pentes qui permettent l'autocurage ; la pente minimale est de 0.4%.

### **V.6. Résultats du dimensionnement :**

Le dimensionnement de tous les collecteurs et la détermination de leurs paramètres hydrauliques sont résumés dans les tableaux ci-dessous :

## Dimensionnement du réseau d'assainissement

**Tableau V-1 : Résultat du calcul de dimensionnement**

Tronçon	L (m)	Pente	Q (m <sup>3</sup> /s)	D <sub>cal</sub> (mm)	D <sub>N</sub> (mm)	R <sub>q</sub>	R <sub>v</sub>	R <sub>h</sub>	H (mm)	V (m/s)	Q <sub>ps</sub> (m <sup>3</sup> /s)	V <sub>ps</sub> (m/s)	V <sub>min</sub> (m/s)	Autocurage
<b>Collecteur 01</b>														
R1 - R2	50.070	0.038	0.113	249	300	0.616	1.053	0.563	169	2.74	0.184	2.739	0.468	vérifié
R2 - R3	50.860	0.024	0.228	354	400	0.726	1.084	0.629	252	2.71	0.314	2.714	0.451	vérifié
R3 - R4	15.730	0.030	0.264	358	400	0.750	1.093	0.645	258	3.06	0.352	3.058	0.504	vérifié
R4 - R5	35.000	0.031	0.343	392	400	0.955	1.139	0.772	309	3.26	0.359	3.257	0.515	vérifié
R5 - R6	50.500	0.037	0.457	423	500	0.644	1.061	0.579	289	3.84	0.710	3.838	0.651	vérifié
R6 - R7	28.390	0.032	0.521	458	500	0.795	1.111	0.674	337	3.71	0.655	3.708	0.601	vérifié
R7 - R8	50.530	0.035	0.635	485	500	0.924	1.139	0.752	376	3.99	0.687	3.991	0.631	vérifié
R8 - R9	46.310	0.020	0.740	570	600	0.874	1.136	0.722	433	3.40	0.846	3.400	0.539	vérifié
R9 - R10	50.610	0.033	0.854	547	600	0.786	1.107	0.668	401	4.26	1.087	4.258	0.692	vérifié
R10 - R11	31.510	0.022	0.925	610	800	0.486	0.992	0.491	393	3.76	1.903	3.756	0.682	vérifié
R11 - R12	45.410	0.017	1.028	666	800	0.616	1.053	0.562	450	3.50	1.670	3.502	0.598	vérifié
R12 - R13	74.170	0.030	1.196	631	800	0.140	0.692	0.253	203	3.08	2.239	3.083	3.083	vérifié
R13 - R14	50.330	0.011	1.309	786	800	0.956	1.139	0.773	618	3.11	1.370	3.107	0.491	vérifié
R14 - R15	44.360	0.016	1.410	760	800	0.876	1.136	0.723	579	3.64	1.610	3.639	0.577	vérifié

## Dimensionnement du réseau d'assainissement

R15 - R16	56.010	0.018	1.536	764	800	0.889	1.138	0.731	585	3.91	1.729	3.915	0.619	vérifié
R16 - R17	55.370	1.880	1.661	781	800	0.940	1.131	0.762	610	4.01	1.767	4.010	0.633	vérifié
R17 - R18	43.040	1.190	1.759	869	1000	0.690	1.073	0.607	607	3.48	2.549	3.485	0.584	vérifié

### Conduite secondaire 1-1

R19 - R20	44.46	0.032	0.040	157	300	0.177	0.746	0.284	85	2.373	0.225	3.181	0.573	vérifié
R20 - R21	48	0.031	0.083	207	300	0.375	0.923	0.424	127	2.890	0.221	3.131	0.564	vérifié
R21 - R22	50	0.034	0.128	240	300	0.551	1.029	0.527	158	3.373	0.232	3.279	0.590	vérifié
R22 - R23	39.56	0.021	0.163	289	300	0.905	1.139	0.740	222	2.907	0.180	2.553	0.459	vérifié
R23 - R24	44.6	0.033	0.203	287	300	0.887	1.137	0.730	219	3.687	0.229	3.241	0.583	vérifié
R24 - R25	50.08	0.020	0.248	340	400	0.648	1.062	0.581	233	3.237	0.383	3.047	0.548	vérifié
R25 - R26	50.56	0.020	0.293	362	400	0.767	1.099	0.656	262	3.349	0.383	3.047	0.548	vérifié
R26 - R27	72.73	0.017	0.359	404	500	0.569	1.037	0.536	268	3.330	0.630	3.212	0.578	vérifié

## Dimensionnement du réseau d'assainissement

**Tableau V-1 : Résultat du calcul de dimensionnement**

Conduite secondaire 1-2														
R28 - R29	48	0.04	0.034	165	300	0.205	0.784	0.305	91	2.789	0.251	3.557	0.640	vérifié
R29 - R30	50.78	0.03	0.070	229	300	0.487	0.992	0.491	147	3.056	0.218	3.080	0.554	vérifié
R30 - R31	27.62	0.022	0.090	266	300	0.727	1.085	0.630	189	2.861	0.186	2.638	0.475	vérifié
R31 - R32	41.35	0.016	0.120	314	400	0.525	1.015	0.513	205	2.767	0.342	2.725	0.491	vérifié
R32 - R27	48.55	0.016	0.154	345	400	0.678	1.070	0.599	240	2.916	0.342	2.725	0.491	vérifié
R27- R33	50.22	0.0136	0.190	378	400	0.862	1.133	0.715	286	2.847	0.316	2.512	0.452	vérifié
R34 - R35	50	0.0125	0.226	498	500	0.990	1.142	0.799	400	3.191	0.549	2.795	0.503	vérifié
R35 - R18	8.81	0.0125	0.232	514	630	0.662	1.066	0.590	354	3.364	0.892	3.156	0.568	vérifié

Conduite secondaire 1-3														
R36 - R37	38.88	0.035	0.022	124	300	0.094	0.625	0.207	62	2.075	0.234	3.318	0.597	vérifié
R37 - R38	42.26	0.035	0.046	163	300	0.196	0.773	0.298	90	2.570	0.235	3.327	0.599	vérifié
R38 - R39	34.14	0.023	0.066	201	300	0.344	0.905	0.404	121	2.443	0.191	2.698	0.486	vérifié
R39 - R11	31.75	0.040	0.084	199	300	0.333	0.899	0.397	119	3.192	0.251	3.550	0.639	vérifié

## Dimensionnement du réseau d'assainissement

**Tableau V-1 : Résultat du calcul de dimensionnement**

Conduite secondaire 1-4														
R40 – R41	52.6	0.01	0.077	249	300	0.612	1.052	0.561	168	1.872	0.126	1.778	0.320	vérifié
R41 - R42	56.21	0.01	0.159	328	400	0.588	1.044	0.547	219	2.250	0.271	2.154	0.388	vérifié
R42 - R43	64.87	0.01	0.254	390	400	0.939	1.139	0.761	305	2.455	0.271	2.154	0.388	vérifié
R43 – R7	35.05	0.0176	0.305	376	400	0.851	1.130	0.708	283	3.230	0.359	2.858	0.514	vérifié

Conduite secondaire 1-5														
R44 – R45	71.77	0.020	0.174	297	300	0.972	1.140	0.784	235	2.882	0.179	2.528	0.455	vérifié
R46 - R47	48.03	0.020	0.290	360	400	0.757	1.095	0.650	260	3.338	0.383	3.047	0.548	vérifié
R47 - R4	22.89	0.033	0.345	350	400	0.701	1.076	0.614	246	4.218	0.492	3.918	0.705	vérifié

Conduite secondaire 1-6														
R48 – R49	41.25	0.074	0.04	133	300	0.114	0.655	0.229	69	3.164	0.341	4.833	0.870	vérifié
R49 - R50	45.97	0.156	0.03	103	300	0.058	0.556	0.162	49	3.907	0.496	7.028	1.265	vérifié

## Dimensionnement du réseau d'assainissement

R50 - R51	41.7	0.231	0.03	97	300	0.049	0.529	0.149	45	4.521	0.604	8.544	1.538	vérifié
R51 - R1	29.69	0.284	0.04	104	300	0.059	0.558	0.163	49	5.292	0.670	9.477	1.706	vérifié

### Collecteur 02

R52 - R53	50.080	0.030	0.368	407	500	1.041	1.041	0.542	271	3.364	0.634	3.231	0.582	vérifié
R53 - R54	6.920	0.025	0.418	441	500	1.081	1.081	0.623	312	3.218	0.584	2.976	0.536	vérifié
R54 - R55	42.070	0.027	0.727	536	600	1.090	1.090	0.640	384	3.778	0.980	3.466	0.624	vérifié
R55 - R56	49.890	0.039	1.093	583	600	1.139	1.139	0.755	453	4.746	1.177	4.165	0.750	vérifié
R56 - R57	56.670	0.027	1.509	704	800	1.080	1.080	0.620	496	4.558	2.121	4.222	0.760	vérifié

### Conduite seconaire 2-1

R58 - R59	46.23	0.029	0.042	162	300	0.195	0.771	0.297	89	2.334	0.214	3.029	0.545	vérifié
R59 - R60	57.27	0.032	0.093	216	300	0.417	0.947	0.451	135	3.003	0.224	3.170	0.571	vérifié
R60 - R61	48.57	0.016	0.137	284	300	0.863	1.133	0.715	215	2.549	0.159	2.250	0.405	vérifié
R61 - R62	46.21	0.028	0.179	282	300	0.852	1.131	0.709	213	3.358	0.210	2.971	0.535	vérifié

## Dimensionnement du réseau d'assainissement

R62 - R63	50.35	0.014	0.224	351	400	0.705	1.078	0.616	247	2.727	0.318	2.531	0.456	vérifié
R63 - R64	29.75	0.027	0.251	323	400	0.565	1.035	0.534	214	3.659	0.444	3.535	0.636	vérifié
R64 - R65	28.93	0.023	0.277	346	400	0.682	1.071	0.602	241	3.466	0.407	3.237	0.583	vérifié
R65 - R54	32	0.022	0.306	360	400	0.759	1.096	0.651	260	3.519	0.403	3.211	0.578	vérifié

### Conduite secondaire 2-2

R66 - R67	46.64	0.036	0.150	252	300	0.627	1.057	0.569	171	3.573	0.239	3.381	0.609	vérifié
R67 - R68	42.92	0.039	0.288	317	400	0.540	1.023	0.521	208	4.337	0.532	4.238	0.763	vérifié
R68 - R69	32.26	0.033	0.391	368	400	0.801	1.113	0.677	271	4.330	0.489	3.891	0.700	vérifié
R69 - R70	32.33	0.030	0.495	408	500	0.583	1.042	0.544	272	4.513	0.850	4.330	0.779	vérifié
R70 - R71	30.69	0.012	0.594	519	630	0.679	1.070	0.600	360	3.310	0.874	3.093	0.557	vérifié
R71 - R72	35.03	0.013	0.706	545	630	0.776	1.103	0.662	397	3.550	0.910	3.219	0.579	vérifié
R72 - R73	13.17	0.016	0.748	539	630	0.751	1.093	0.646	387	3.854	0.996	3.526	0.635	vérifié
R73 - R74	30.59	0.021	0.847	533	630	0.730	1.086	0.632	379	4.454	1.159	4.103	0.738	vérifié
R74 - R75	42.52	0.020	0.983	569	630	0.871	1.135	0.721	432	4.531	1.128	3.992	0.719	vérifié
R75 - R76	26.1	0.020	1.067	587	630	0.946	1.139	0.766	459	4.549	1.128	3.992	0.719	vérifié
R76 - R56	42.62	0.023	1.204	598	630	0.993	1.142	0.802	481	4.900	1.213	4.291	0.772	vérifié

## Dimensionnement du réseau d'assainissement

**Tableau V-1 : Résultat du calcul de dimensionnement :**

Collecteur 03														
R77 – R78	46.490	0.039	0.104	241	300	0.556	1.031	0.529	159	2.716	0.186	2.634	0.474	vérifié
R78 – R79	28.320	0.034	0.178	302	400	0.474	0.984	0.485	194	2.932	0.374	2.979	0.536	vérifié
R79 – R80	50.140	0.035	0.309	370	400	0.813	1.118	0.685	274	3.376	0.379	3.020	0.544	vérifié
R80 - R81	22.420	0.036	0.367	392	400	0.952	1.139	0.770	308	3.497	0.385	3.069	0.552	vérifié
R81 - R82	23.410	0.020	0.428	464	500	0.823	1.121	0.691	346	2.973	0.520	2.652	0.477	vérifié
R82 - R83	50.990	0.016	0.562	538	600	0.751	1.093	0.646	387	2.892	0.748	2.646	0.476	vérifié
R83 - R84	50.660	0.017	0.694	573	600	0.888	1.137	0.730	438	3.146	0.782	2.766	0.498	vérifié
R84 – R85	50.330	0.020	0.825	594	600	0.975	1.140	0.787	472	3.414	0.846	2.994	0.539	vérifié
R85 – R86	50.460	0.025	0.957	602	800	0.470	0.981	0.482	386	3.980	2.038	4.056	0.730	vérifié
R86 - R87	50.480	0.013	1.089	714	800	0.741	1.089	0.639	511	3.187	1.470	2.926	0.527	vérifié
R87 – R88	50.820	0.010	1.222	782	800	0.944	1.139	0.765	612	2.935	1.294	2.576	0.464	vérifié
R88 - R89	50.390	0.018	1.354	728	800	0.140	0.692	0.253	203	2.390	1.736	3.456	0.590	vérifié
R89 - R90	50.220	0.020	1.485	740	800	0.815	1.118	0.686	549	4.057	1.822	3.627	0.653	vérifié
R90 – R91	50.380	0.032	1.616	698	800	0.697	1.075	0.612	489	4.962	2.318	4.614	0.831	vérifié
R91 - R92	50.050	0.032	1.747	722	800	0.761	1.097	0.652	522	5.013	2.296	4.570	0.823	vérifié
R92 – R93	50.790	0.034	1.880	732	800	0.790	1.131	0.670	536	4.010	2.380	4.738	0.853	vérifié

## Dimensionnement du réseau d'assainissement

R93 - R94	38.940	0.032	1.982	755	800	0.860	1.132	0.714	571	5.196	2.305	4.588	0.826	vérifié
R94 - R95	11.270	0.025	2.011	794	800	0.984	1.141	0.794	635	4.644	2.045	4.070	0.733	vérifié

### Conduite secondaire 3-1

R96 – R97	45.83	0.038	0.081	198	300	0.329	0.897	0.394	118	3.109	0.245	3.467	0.624	vérifié
R97 – R98	34.82	0.029	0.142	257	300	0.663	1.066	0.590	177	3.229	0.214	3.029	0.545	vérifié
R98 – R99	41.48	0.039	0.215	283	300	0.861	1.133	0.715	214	3.999	0.249	3.530	0.635	vérifié
R99 – R100	35.28	0.029	0.277	330	400	0.598	1.048	0.552	221	3.864	0.463	3.688	0.664	vérifié
R100 –R77	23.72	0.018	0.319	381	400	0.878	1.136	0.724	290	3.284	0.363	2.890	0.520	vérifié

### Conduite secondaire 3-2

R101 – R102	75.19	0.038	0.089	205	300	0.362	0.915	0.416	44	3.191	0.246	3.485	0.627	vérifié
R102- R103	26.33	0.038	0.120	229	300	0.490	0.994	0.493	31	3.454	0.245	3.475	0.625	vérifié
R103 - R104	25.27	0.038	0.150	249	300	0.613	1.052	0.561	31	3.650	0.245	3.468	0.624	vérifié

## Dimensionnement du réseau d'assainissement

R104 - R105	44.69	0.024	0.203	305	400	0.485	0.991	0.491	31	3.301	0.418	3.330	0.599	vérifié
R105 - R106	49.12	0.034	0.261	313	400	0.520	1.012	0.510	25	4.049	0.503	4.001	0.720	vérifié
R106 – R81	30.71	0.027	0.298	343	400	0.665	1.067	0.591	29	3.802	0.448	3.565	0.642	vérifié

### Conduite secondaire 3-3

R107 - R108	44.62	0.018	0.092	238	300	0.543	1.025	0.522	157	2.456	0.169	2.397	0.432	vérifié
R108 - R109	48.99	0.028	0.193	291	300	0.923	1.139	0.751	225	3.372	0.209	2.960	0.533	vérifié
R109 - R110	39	0.037	0.273	314	400	0.526	1.015	0.513	205	4.203	0.520	4.140	0.745	vérifié
R110 – R85	28.2	0.030	0.331	350	400	0.701	1.076	0.614	246	4.050	0.472	3.762	0.677	vérifié

### Conduite secondaire 3-4

R111 - R112	39.72	0.038	0.093	209	300	0.381	0.000	0.926	128	3.211	0.245	3.467	0.624	vérifié
R112 - R113	49.56	0.034	0.210	289	300	0.911	0.000	1.139	223	3.710	0.230	3.257	0.586	vérifié
R113 – R94	41.94	0.028	0.308	345	400	0.676	0.000	1.070	239	3.877	0.455	3.625	0.652	vérifié

## Dimensionnement du réseau d'assainissement

---

### Conduite secondaire 3-5

R114 - R115	100	0.030	0,006	250	300	0.616	1.053	0.563	169	3.218	0.216	3.055	0.550	vérifié
R115 - R116	50.15	0.025	0,008	300	400	0.466	0.979	0.480	192	3.335	0.428	3.406	0.613	vérifié
R116 - R117	25.41	0.023	0,008	323	400	0.569	1.036	0.536	214	3.387	0.410	3.267	0.588	vérifié
R117 - R118	12.37	0.024	0,001	329	400	0.596	1.047	0.551	220	3.494	0.419	3.338	0.601	vérifié
R118 - R119	9.3	0.023	0,001	339	400	0.644	1.061	0.579	232	3.437	0.407	3.239	0.583	vérifié
R118 - R120	9.09	0.020	0,001	353	400	0.717	1.081	0.624	249	3.294	0.383	3.047	0.548	vérifié
R120 - R88	18.63	0.035	0,001	328	400	0.591	1.045	0.548	219	4.212	0.506	4.031	0.726	vérifié

### V.7. Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons abordé le côté hydraulique à savoir le dimensionnement du réseau d'évacuation, et les recommandations pour l'horizon de calcul 2050.

Après le dimensionnement des collecteurs principaux et secondaires et la détermination de leurs paramètres hydrauliques, on constate que les vitesses d'auto-curage sont admissibles.

La pente du tronçon nous a permis de procéder un dimensionnement de tout le réseau après un calcul précis

On remarque que les diamètres des tronçons varient de (300 à 1000) mm

# **CHAPITRE VI :**

## **Les éléments constitutifs du réseau**

### **VI.1. Introduction :**

Le réseau d'assainissement se subdivise en deux ouvrages :

- ✓ Les ouvrages principaux qui constituent le corps du réseau, du début de ce dernier jusqu'au point de rejets.
- ✓ Les ouvrages annexes qui permettent une bonne exploitation du réseau (bouche d'égout, regards, déversoirs d'orage...etc.).

Ils doivent assurer une évacuation correcte et rapide sans stagnation.

### **VI.2. I. Les ouvrages principaux:**

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

#### **VI.2.1. Les canalisations:**

Elles se présentent sous plusieurs formes :

- ✓ Cylindriques préfabriquées en usine, et sont désignées par leurs diamètres intérieurs, dit diamètres nominaux exprimés en millimètre.
- ✓ Ovoïdes préfabriquées désignées par leur hauteur exprimée en centimètre.

#### **VI.2.1.1. Canalisations à section circulaire :**

##### **➤ Conduites en béton armé:**

Les tuyaux en béton armé sont fabriqués mécaniquement par un procédé assurant une compacité élevée du béton (compression radiale, vibration, centrifugation). Les tuyaux comportent deux séries d'armatures, la première est formée des barres droites appelées génératrices, la deuxième est formée des spires en hélice continues d'un pas régulier maximal de 1,5 m. La longueur utile ne doit pas être supérieure à 2m.



Figure VI.1 : Conduites en béton armé. Source (Google).

### ➤ Conduites en fonte:

Les tuyaux en fonte sont rarement utilisés en assainissement, sauf dans le cas où on traverse des terrains hydrominéraux, dans le cas de refoulement et dans le cas des siphons qui traversée les oueds.



Figure VI.2 : Conduite en fonte. Source (Google)

### ➤ Conduites en PVC :

#### ✓ Tubes annelés :

Le tube Annelé ou structuré est fabriqué complètement à base de PEHD , noir de l'extérieur et jaune de l'intérieur. Sa légèreté facilite son installation sur le terrain qui ne nécessite pas d'engins, sa matière est résistante à l'usure et aux attaques chimiques, ses performances et ses caractéristiques font de lui le meilleur matériau pour les réseaux d'assainissement à petit diamètre.



Figure VI.3 : Tube annelé. Source (Google)

#### • Avantages du Tubes annelés en PEHD :

Il s'agit d'un tuyau en polyéthylène haute densité double paroi de grand diamètre en barres de 6 mètres, qui se raccorde par manchons à joints. Il est extrêmement léger et possède une exceptionnelle résistance aux chocs, à la corrosion et à l'abrasion

### ✓ Tubes ondulés :

Le tube est fabriqué à base de PEHD et renforcé avec un core tube en PP (Polypropylène) pour une meilleure résistance et flexibilité selon la norme DIN 16961. L'intérieur lisse permet une bonne fluidité, la jonction du tube peut être faite à l'aide d'un joint élastomère ou en électrofusion, sa gamme de production est très large pour satisfaire tout type de terrain (normal ou argileux) et différentes profondeurs de pose. Le tube dispose de plusieurs avantages par rapport aux tubes traditionnels comme la résistance à la corrosion, son faible poids, son élasticité ce qui rend le tube flexible et incassable.



Figure VI.4 : Tube ondulé. Source (Google)

### • Avantages du Tubes ondulés en PEHD :

#### Matériau Résistant à La Corrosion:

- Une durée de vie supérieure à 100 ans
- Absence de couche de protection interne ou externe, d'enveloppe ou autre protection anticorrosion.
- Coût d'entretien faible

#### Faible Poids :

- 1/10 ème du poids du tube équivalent en béton.
- Faible coût de transport.
- Pas d'équipement lourd pour la manutention.
- Un plus grand métrage du tube transporté signifie un coût inférieur à la livraison.

#### Paroi Interne Particulièrement Lisse :

- Réduction des dépôts
- Coûts de nettoyage réduits.

### VI.2.1.2. Choix du type de canalisation:

Le choix des différents types de conduite est choisi en fonction :

- Des pentes du terrain.
- Des diamètres utilisés.
- De la nature du sol traversé (agressivité, stabilité).
- De la nature chimique des eaux usées transportées par la conduite.
- Des efforts extérieurs auxquels les conduites sont soumises.

### VI.2.1.3. Différentes actions supportées par la conduite:

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

- **Les actions mécaniques :** Ce type d'action résulte de l'agressivité des particules de sable et de gravier qui forment le remblai et le radier des canalisations. Cette agressivité provoque la détérioration des parois intérieures par le phénomène d'érosion dû essentiellement à de grandes vitesses imposées généralement par le relief.
- **Les actions statiques :** Les actions statiques sont dues aux surcharges fixes ou mobiles comme le remblai, au mouvement de l'eau dans les canalisations ainsi qu'aux charges dues au trafic routier.
- **les actions chimiques :** Elles sont généralement à l'intérieur de la conduite. Une baisse de pH favorise le développement des bactéries acidophiles qui peuvent à leur tour favoriser la formation de l'acide sulfurique ( $H_2S$ ) corrosif et néfaste aux conduites.

### VI.2.2. Les joints et assemblage des conduites:

#### VI.2.2.1. Joints des conduites en béton armé:

Le choix judicieux des assemblages est lié à la qualité du joint. Il 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 les tuyaux en béton armé, on a différents types de joints à utiliser :

- **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 (Figure VI.5).

- **Joint à Collet :**

Le bourrage se fait au mortier de ciment, il n'est utilisé que dans les bons sols, à pente faible (figure VI.5).

- **Joint torique :**

S'adapte bien pour les terrains à faible pente, bonne étanchéité si la pression n'est pas élevée. Il est utilisé pour les diamètres allant de 700 à 900mm (Figure VI.5).

- **Joint à demi-emboitement :**

Ne s'adapte pas pour les terrains à forte pente, il ne résiste pas aux pressions supérieures à 1bar. La longueur utile est 1m, (Figure VI.5).

- **Joint plastique :**

L'étanchéité est assurée par matière bitumineuse. Il résiste aux sols faibles même si la conduite est en charge (Figure VI.5).

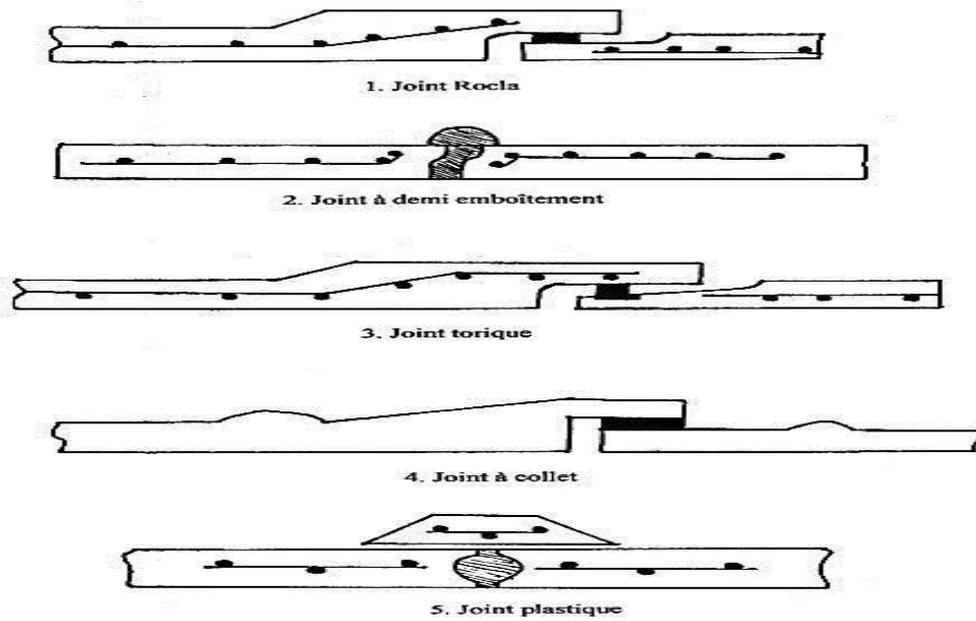


Figure VI.5: Divers joints sur tuyau en béton.

### VI.3. Assemblage des conduites en PVC:

#### VI.3.1. Assemblage par collage à froid:

Les conditions à respecter pour obtenir un collage satisfaisant sont :

- dépolir les parties à assembler à l'aide de papier de verre.
- vérifier la présence de chanfrein à l'extrémité du bout male et reporter sur celle-ci, à l'aide d'un crayon gras la longueur de l'emboîture.
- bien nettoyer les parties à assembler avec le décapant fourni par le fabricant.
- appliquer l'adhésif sans excès à l'aide d'un pinceau à l'entrée de l'emboîture, puis sur le bout male.
- emboîter immédiatement les 2 éléments à fond (jusqu'à repère préalablement tracé) en poussant longitudinalement sans mouvement de torsion.
- reboucher les pots de colle et de décapant après chaque usage et vérifier qu'aucun pot n'a été oublié ou renversé dans le fond de la fouille (dans ce cas, enlever la terre ouillée).

### VI.3.2. Assemblage a joint:

- nettoyer soigneusement l'intérieur de la tête d'accouplement de ce joint ainsi que le bout mâle à introduire.
- Introduire le joint dans son logement.
- Tracer un repère sur le bout mâle coupé d'équerre et chanfreiné.
- Lubrifier le bout mâle et la bague montée dans sa gorge (vaseline ou eau savonneuse).
- Introduire le bout mâle dans l'emboîture en évitant tout risque de salissure.
- Après avoir aligné les tubes dans le plan horizontal et vertical, convient d'enfoncer le bout mâle dans l'emboîture jusqu'au repère du bout mâle

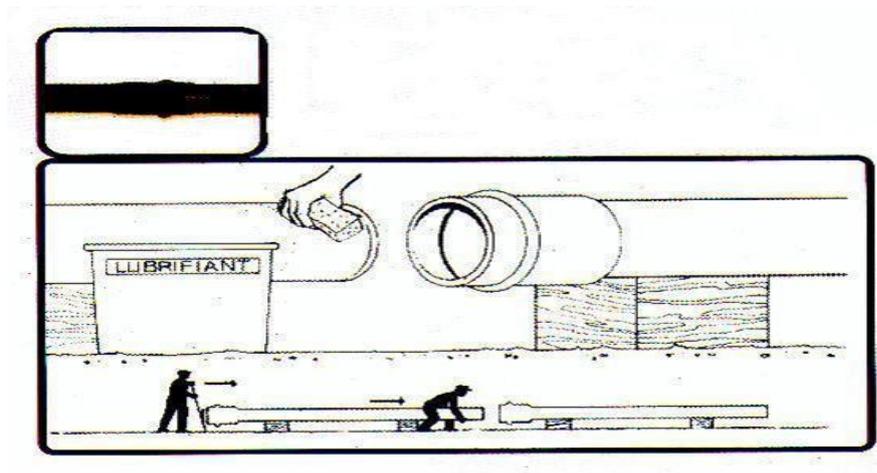


Figure VI.6: Assemblage a joint.

### VI.4. Les ouvrages annexes:

Les ouvrages annexes participent au réseau au même titre que les canalisations et notamment dans l'exploitation.

Les ouvrages annexes sont considérés selon deux groupes :

- Les ouvrages normaux;
- Les ouvrages spéciaux.

### **VI.4.1. 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 recueil des effluents ou d'accès au réseau.

#### **VI.4.1.1. Les 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;
- Des canalisations de branchement qui sont de préférence raccordées et inclinées de 45° à 60° par rapport à l'axe général du réseau public;
- Les dispositifs de raccordement de la canalisation de branchement sont liés à la nature et aux dimensions du réseau public.

#### **VI.4.1.2. Les caniveaux:**

Les caniveaux sont destinés à recueillir des eaux pluviales ruisselantes sur le profil transversal de la chaussée et des trottoirs et au transport de ces eaux jusqu'aux bouches d'égout.



Figure VI.7 : Exemple D'un type des caniveaux. Source (Google)

### VI.4.1.3. Les bouches d'égout :

Les bouches d'égouts sont destinées à collecter les eaux en surface (pluviales et de lavage des chaussées). Elles sont généralement disposées au point bas des caniveaux, soit sur le trottoir. La distance entre deux bouches d'égout 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 :

- Le mode de recueil des eaux : bouches à accès latéraux et bouches à accès sur le dessus;
- Le mode de retenue des déchets solides c'est-à-dire sans ou avec décantation.



Figure VI.8: Bouches d'égout. Source (Google)

### VI.4.1.4. Les fossés:

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

### VI.4.2. Ouvrages d'accès au réseau (Les regards):

Ils ont pour rôle d'assurer une aération, un débouage et nettoyage des ouvrages ainsi que la jonction des conduites de différents diamètres et l'accès au personnel pour les travaux d'entretien et de curage, dans le cas des ouvrages visitables.

Les regards doivent être installés sur les canalisations :

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

Les regards varient en fonction de l'encombrement et de la pente du terrain ainsi que du système d'évacuation, on distingue :

- **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.
- **Regard latéral** : en cas d'encombrement du V.R.D ou des collecteurs de diamètre important.

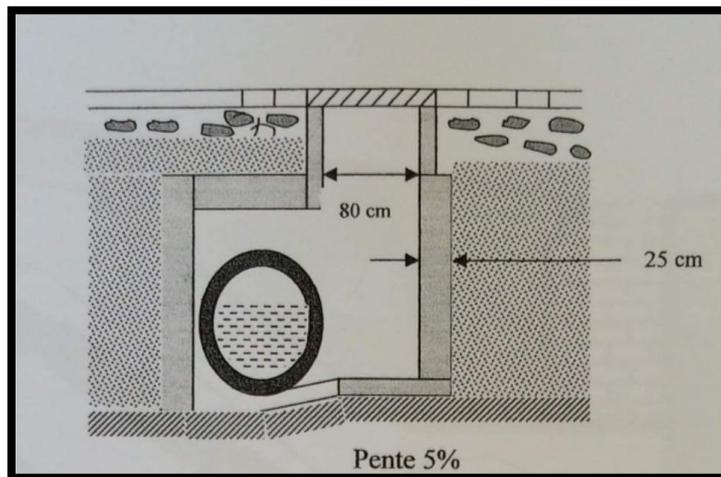


Figure VI.9 : Regard latérale.

- **Regard double** : Pour un système séparatif.

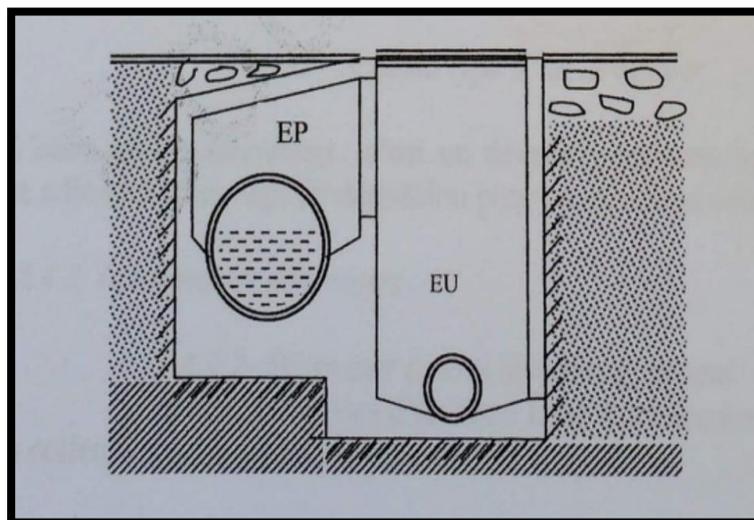


Figure VI.10 : Regard double.

- **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** : 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 pour que le collecteur puisse avoir la même pente, et aussi afin d'éviter les grandes excavations des tranchées pour la pose des conduites et assurer les vitesses d'écoulement des effluents dans ces derniers admissibles. <sup>(6)</sup>

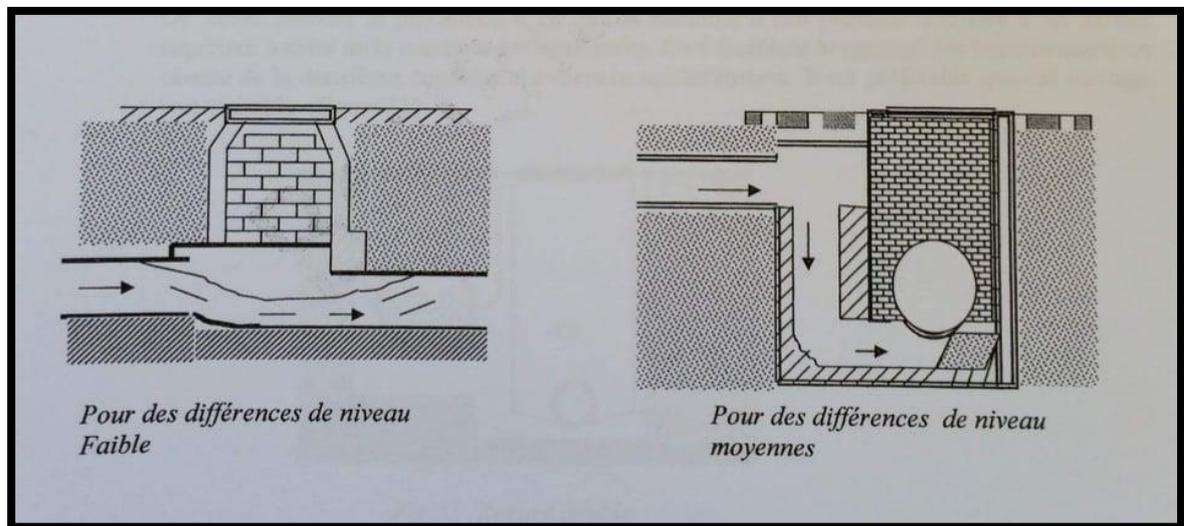


Figure VI.11 : Regard de chute.

Leurs constructions dépendent essentiellement de la hauteur de chute et du diamètre de la canalisation. Ils sont généralement utilisés pour deux différents types de chutes :

- La chute verticale profonde, si le débit est important il faut prévoir un dispositif brise charge;
- La chute verticale entre deux biefs, destinés à réduire la vitesse d'écoulement, le déversement se fait dans une chambre dont la largeur est au moins égale au plus grand des diamètres des canalisations amont et aval;
- La chute « toboggan » qui assure la continuité de l'écoulement et éviter les remous.

Exemple de dimensionnement des regards de chute :

Le flux d'eau sortant d'un collecteur prend la forme d'un projectile donc régie par les deux lois suivantes :

$$X=Vt$$

$$Y = 1/2gt$$

Avec :  $t=x/v$

- ✓ X : la longueur du regard (m).
- ✓ Y : la différence de niveau entre les deux collecteurs (m).
- ✓ V : la vitesse d'écoulement dans la conduite (m/s).

Des trois équations précédentes on aura :

$$X=V\sqrt{\frac{2y}{g}}$$

On prend un exemple d'un regard de chute avec :

- Un débit ( $Q=0.109 \text{ m}^3/\text{s}$ ).
- Un débit pleine section ( $Q_{ps}=0.227 \text{ m}^3/\text{s}$ ).
- Hauteur de chute de 1.1m.

$$Rq=\frac{Q}{Q_{ps}} = 0.393 \text{ } \implies Rv= 0.91 \text{ } \implies V=3.57\text{m/s}$$

Donc  $l=1.7\text{m}$

### Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons cité beaucoup éléments constitutifs du réseau d'égout. Nous avons projeté des bouches d'égout, des regards de chutes et des regards de visite ; ainsi que pour les ouvrages principaux, notre choix est tombé sur les canalisations en PVC pour les diamètres inférieures à DN 630 mm vue leurs avantages et des conduites en béton armé pour les diamètres supérieures, pour assurer un bon fonctionnement du système d'évacuation pour faciliter les opérations de curage afin d'assurer une meilleure sécurité à notre réseau.

# **CHAPITRE VII :**

## **Organisation de chantier**

### **VII.1. Introduction :**

Dans le but de rechercher la rapidité, la qualité, et l'économie dans la réalisation de notre projet, on s'est principalement basé sur l'organisation de chantier qui ordonne le déroulement de nos travaux et nous dirige dans l'exécution ; en imposant un bon rythme de travail, et en précisant le temps nécessaire de réalisation, la main d'œuvre nécessaire et les moyens matériels (matériaux de constructions, engins, ...).

### **VII.2. Les étapes de réalisation du projet :**

Pour la pose de canalisation, on doit exécuter dans un ordre précis certaines opérations.

#### **VII.2.1. Manutention et stockage des conduites :**

##### **VII.2.1.1. Manutention :**

Afin de préserver les conduites pendant le transport, il faut éviter les chocs en particulier sur les extrémités, et éviter le déchargement brutal sur le sol.

##### **VII.2.1.2. Stockage :**

Pour le stockage du matériel, il faut absolument respecter ces consignes :

- L'aire de stockage doit être plane et nivelée.
- Les accessoires et les conduites doivent être à l'abri du soleil.
- Préserver les conduites des produits chimiques, des solvants et des huiles.

##### **VII.2.2. Exécution des tranchées et des fouilles des regards :**

Le fond de fouille doit être arasé à la pente du projet, en évitant le remaniement, et en respectant les largeurs minimales des tranchées par mesure de sécurité.

## VII.2.3. Aménagement du lit de sable :

Les conduites doivent être posées sur un lit de sable, qui sera bien nivelée suivant les côtes du profil en long comme le montre la figure ci-dessous :

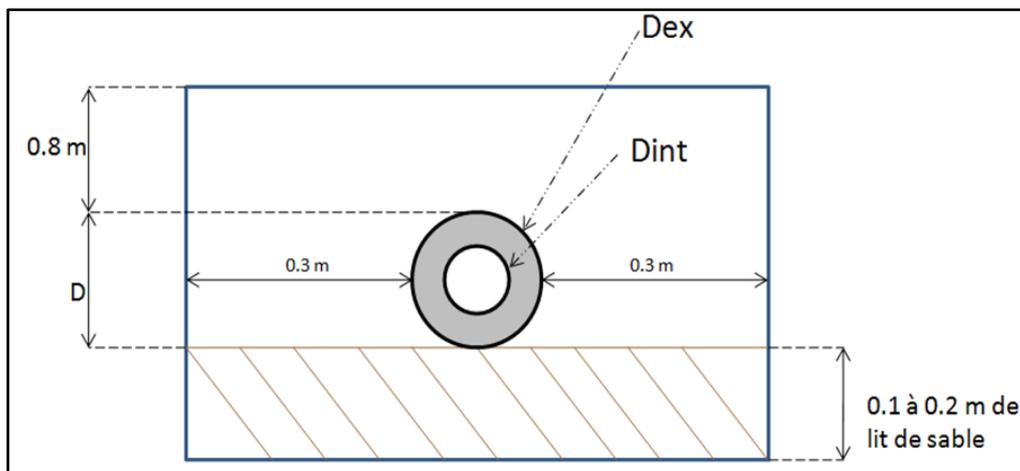


Figure VII-2 : Pose du lit de sable

## VII.2.4. Emplacement des piquets :

Dans chaque point d'emplacement d'un regard, on doit placer un jalon de piquet.

## VII.2.5. Pose des canalisations :

Durant la pose de canalisation, il faut vérifier que :

- La décente du tuyau se fait dans une fouille blindée.
- Les surfaces des abouts doivent être débarrassés.
- Les joints doivent être vérifiés et nettoyés.

## VII.2.6. Assemblage des canalisations :

Suivant la section, la forme et la nature du matériau de la conduite, on effectue la jointure de ces dernières.

## VII.2.7. Essai d'étanchéité :

Une fois les conduites posées au fond des tranchées, un essai d'étanchéité est effectué en utilisant de l'eau, de l'air ou de la fumée.

### VII.2.8. Réalisation des regards :

Pour l'exécution d'un regard, on doit suivre les étapes suivantes :

- Réglage du fond du regard.
- Exécution de la couche du béton de propreté.
- Ferrailage du radier de regard.
- Bétonnage du radier.
- Ferrailage des parois.
- Coffrage des parois.
- Bétonnage des parois.
- Décoffrage des parois.
- Ferrailage de la dalle.
- Coffrage de la dalle.
- Bétonnage de la dalle.
- Décoffrage de la dalle.

Les regards ont généralement une forme cubique, leurs dimensions varient en fonction des profondeurs des tranchées. La réalisation de ces regards s'effectue sur place avec le béton armé comme on peut avoir aussi des regards préfabriqués.

### VII.2.9. Réalisation des branchements :

Les branchements comprennent de l'aval vers l'amont :

- Le raccordement de la canalisation de branchement vers la canalisation principal (généralement un regard)
- La canalisation de branchement proprement dite avec une pente au moins égale à 3% ;
- Eventuellement un regard collecteur de branchement.
- Sur chaque branchement individuel, la boîte de branchement à la limite du domaine public.

### VII.2.10. Remblayage et compactage :

Pour assurer la protection de la canalisation, et la transmission des charges, on doit effectuer un remblayage avec un matériau similaire à celui mis en œuvre pour le remblayage latéral.

### VII.3. Choix des engins :

Pour réaliser ces travaux, on doit utiliser différents types d'engins, car chaque opération nécessite un engin précis. Ces engins sont répartis en trois grandes familles :

- **Les engins de chargement :**
  - Les chargeuses.
  - Les pelles hydrauliques.
  - Les pelles mécaniques.
- **Les engins de transport :**
  - Les brouettes.
  - Les camions bennes.
  - Les dumpers.
  - Les motos basculeurs.
  - Les véhicules utilitaires.
- **Les engins de mise en place des matériaux :**
  - Les niveleuses.
  - Les compacteurs.
  - Les finisseurs.

Concernant notre projet, on a utilisé les engins suivants :

#### ❖ Pour le décapage :

Pour le décapage de la terre végétale on utilise la « niveleuse » sur les terrains facile à décapé, elle est constituée d'un tracteur à quatre roues dans deux prolongé vers l'avant, une lame montée sur une couronne et par rapport à laquelle elle peut tourner ou se déplacer dans son prolongement dans toutes directions.



Figure VII-3 : Niveleuse

Dans les terrains difficiles on utilise le « Bulldozer » :



Figure VII-4 : Bulldozer

### ❖ Pour l'excavation des tranchées :

On utilise une pelle équipée en rétro. Les Pelles sont des engins de terrassement qui conviennent à tous les types de terrains. Ce sont des engins dont le rôle est l'exécution des déblais et leur chargement. Dans les terrains difficiles on doit utiliser une pelle à chenille.



Figure VII-5 : Pelle à chenille

## ❖ Pour le remblaiement des tranchées :

Le remblayage a été fait en utilisant une chargeuse, qui comporte un corps automoteur articulé, et une benne de grande taille à l'avant.



Figure VII-6 : Chargeuse

## ❖ Pour le compactage :

Le compactage de la terre après remblayage a été fait avec un compacteur à rouleaux lisses, qui est un engin lourd, qui tasse la terre sous lui grâce à un ou plusieurs rouleaux en fonte.



Figure VII-7 : Compacteur à rouleaux lisses

## VII.4. Détermination des différents volumes des travaux :

### VII.4.1. Volume du déblai des tranchées :

$$V_d = B \times L \times H \quad (\text{VII.1})$$

Tel que :

- $V_d$  : volume du déblai des tranchées ( $\text{m}^3$ ).
- $B$  : largeur de la tranchée (m).
- $H$  : profondeur de la tranchée (m).
- $L$  : longueur totale de la tranchée (m).

#### **VII.4.2. Volume occupé par le lit de sable :**

$$V_{ls} = e \times L \times B \quad (\text{VII.2})$$

Avec :

- $V_{ls}$  : volume du lit de sable ( $\text{m}^3$ ).
- $e$  : épaisseur de la couche de sable (m).
- $B$  : largeur de la tranchée (m).
- $L$  : longueur totale de la tranchée (m).

#### **VII.4.3. Volume occupé par les conduites :**

$$V_{\text{cond}} = (\pi \times D_{\text{ext}}/4) \times L \quad (\text{VII.3})$$

Avec :

- $V_{\text{cond}}$  : volume occupé par les conduites ( $\text{m}^3$ ).
- $D_{\text{ext}}$  : diamètre extérieur de la conduite (m).
- $L$  : longueur totale de la tranchée (m).

#### **VII.4.4. Volume de l'enrobage :**

$$V_e = H_e \times L \times B \quad (\text{VII.4})$$

Avec :

- $H_e$  : hauteur d'enrobage
- $B$  : Largeur de la tranchée (m).
- $L$  : longueur totale de la tranchée (m).

#### **VII.4.5. Volume du remblai de protection :**

$$V_{\text{rem}} = V_d - (V_{\text{cond}} + V_{\text{déc}} + V_{ls}) \quad (\text{VII.5})$$

Avec :

- $V_{\text{rem}}$  : volume du remblai ( $\text{m}^3$ ).
- $V_d$  : volume du déblai ( $\text{m}^3$ ).
- $V_{ls}$  : volume du lit de sable ( $\text{m}^3$ ).
- $V_{\text{déc}}$  : volume de la couche végétale décapée ( $\text{m}^3$ ).

### VII.4.6. Volume excédentaire :

$$V_{\text{exc}} = V_f - V_{\text{rem}} \quad (\text{VII.6})$$

Tel que :

- $V_{\text{exc}}$  : Volume du sol excédentaire ( $\text{m}^3$ ).
- $V_f$  : Volume du sol foisonné ( $\text{m}^3$ ).
- $V_{\text{rem}}$  : Volume du remblai ( $\text{m}^3$ ).

Sachant que :

$$V_f = V_d \times K_f \quad (\text{VII.7})$$

Avec :

- $K_f$  : Coefficient de foisonnement dépend de la nature de sol.

## VII.5. Devis quantitatif et estimatif :

**Tableau VII-3 : Devis quantitatif et estimatif du réseau unitaire**

N°	Désignation des travaux	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
A	Travaux de terrassement				
1	Déblai	m <sup>3</sup>	31526.02	1000	31526020
2	Lit de pose	m <sup>3</sup>	537.93	1500	806895
3	Enrobage	m <sup>3</sup>	2827.1	200	565420
4	Remblai de la tranchée	m <sup>3</sup>	12039.07	700	8427349
B	Canalisations				
1	Fourniture et pose de tube PVC DN315 CR8	ml	1560.02	2400.00	3744048
2	Fourniture et pose de tube PVC DN400 CR8	ml	1101.95	2850.00	3 140 557.50
3	Fourniture et pose de tube PVC DN500 CR8	ml	155.06	7200.00	1 116 432.00
4	Fourniture et pose de tube PVC DN630 CR8	ml	229.58	8500.00	1 951 430.00
5	Fourniture et pose de conduite en Béton armé classe135A DN300	ml	124.97	2084.97	260 558.70
6	Fourniture et pose de conduite en Béton armé classe135A DN400	ml	197.64	2516.56	497 372.92
7	Fourniture et pose de conduite en Béton armé classe135A DN500	ml	149.10	3198.86	476 950.03
8	Fourniture et pose de conduite en Béton armé classe135A DN600	ml	405.88	3944.00	1 600 790.72
9	Fourniture et pose de conduite en Béton armé classe135A DN800	ml	664.55	9113.00	6 056 044.15
10	Fourniture et pose de conduite en Béton armé classe135A DN1000	ml	42.26	13318.00	562 818.68
C	Construction				
1	Regard en béton armé	u	120	42000	5 040 000.00
THT					65 772 686.70
TVA 19%					12 496 810.47
TTC					78 269 497.17

## VII.6. Planification du projet :

- A. Piquetage.
- B. Décapage de la couche de goudron.
- C. Exécution des tranchées et des fouilles pour les regards.

- D. Aménagement du lit de pose.
- E. Construction des regards.
- F. La mise en place des canalisations en tranchée.
- G. Assemblage des tuyaux.
- H. Faire les essais d'étanchéité pour les conduites et les joints.
- I. Remblai des tranchées.
- J. Travaux de finition.

**Tableau VII.2 : Détermination des délais.**

Opérations	TR	DP		DPP		MT
		CCP	DFP	DCPP	DFPP	
A	10	0	10	0	10	0
B	25	10	35	10	35	0
C	55	35	90	35	90	0
D	25	90	115	90	115	0
E	50	115	165	115	165	0
F	15	165	180	165	180	0
G	10	180	190	180	190	0
H	10	190	200	190	200	0
I	7	200	207	200	207	0
J	13	207	220	207	220	0

Avec :

- TR : temps de réalisation de projet.
  - DCP : date de commencement au plus tôt des travaux.
  - DFP : date de finissement au plus tôt des travaux.
  - DCPP : date de commencement au plus tard des travaux.
  - DFPP : date de finissement au plus tard des travaux.
  - MT : marge totale de l'exécution du projet.
- Le temps de réalisation de projet :

$$\sum tr = 220 \text{ jours}$$

### VII.7. Conclusion :

Pour conclure, on peut dire que l'organisation de chantier est nécessaire pour la réalisation d'un système d'assainissement, et cela afin d'économiser le cout, l'énergie et le temps sans oublier l'amélioration du rendement de travail.

Cette discipline nous permet aussi d'établir un devis quantitatif et estimatif qui nous aide à évaluer le coût total de notre projet estimé à 78 269 497.17 DA avec une durée d'achèvement des travaux de 220 jours.

## Conclusion générale

L'objectif de cette étude est de concevoir un réseau d'assainissement qui permet d'évacuer les eaux usées et pluviales dans des conditions favorables pour éviter les problèmes qui menacent la santé publique et l'environnement.

Nous avons commencé par la présentation de la zone d'étude et ses caractéristiques, après, on a fait l'étude hydrologique pour déterminer l'intensité moyenne maximale qui est de 197 L/s/ha, en utilisant les résultats obtenus par l'ajustement de la série pluviométrique à la loi Log-normale.

Le réseau que nous avons établi, est un réseau unitaire en raison de la topographie du site ainsi en fonction du coût de projet, avec un schéma d'évacuation par déplacement latéral, avec trois points de rejets l'un des deux vers Oued EL KABIR et les autres vers Oued MENCHA.

Pour l'évaluation des débits des eaux usées, nous avons pris en considération les débits domestiques et publics vu qu'il n'y a pas des industries au niveau de la zone, pour l'estimation des débits pluviaux, nous avons découpé la zone en 20 sous-bassins, et on a calculé le coefficient de ruissellement selon la nature de la surface drainée et opté pour la méthode rationnelle.

Nous avons choisi des conduites secondaire en PVC pour les conduites secondaires , vu ses avantages (résistantes à la corrosion et inertes vis-à-vis des produits chimiques qui composent ces eaux). Et pour les collecteurs principaux, nous avons choisi des canalisations en béton armé.

Concernant les ouvrages annexes, nous ont épargné les regards de chutes et de visites.

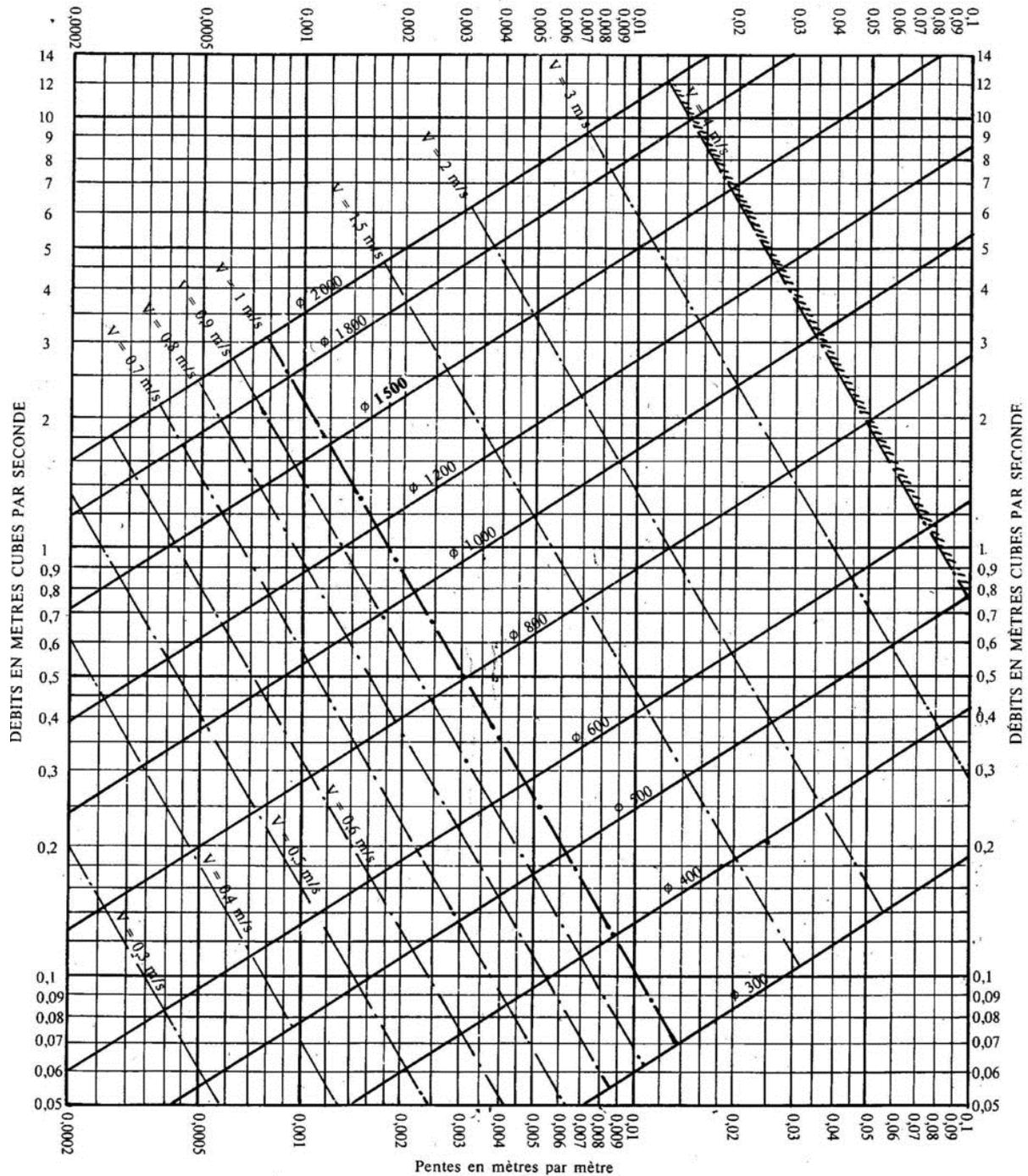
Du coté économique, nous avons élaboré un devis quantitatif et estimatif afin d'évaluer le coût de projet qui est de 78 269 497.17 DA.

## Références bibliographiques :

- 1- Google Maps (site web).
- 2- Dr.B.Touaibia - Mars 2004 « Manuel pratique d'hydrologie ».
- 3- Afalaz.wordpress (site web).
- 4- Wikipedia (site web).
- 5- Office International de l'eau.
- 7-P. Salah B, 2014. « Assainissement des eaux usées et pluviales des agglomérations : A l'usage des étudiants de l'option Assainissement ». ENSH, Blida.
- 8-ITP Algérie (site web)
- 9-ABIDAT.Ayoub, Dimensionnement du réseau d'assainissement des localités M'hada et Ouled Hannech commune Meftah Blida, 2018.
- 10-GOMELLA, GUERREE, 1978, Les eaux usées dans les agglomérations urbaines ou rurales, édition Eyrolles Paris
- 11-P. SALAH B, 1993 Assainissement des agglomérations, ENSH, Blida.
- 12-BOURRIER.Régis, Les réseaux d'assainissement, 2008.
- 13-BOURRIER. Régis, 1991, Les réseaux d'assainissement urbains, édition OTH, Paris

Annexe 01 :

RÉSEAUX PLUVIAUX EN SYSTÈME UNITAIRE OU SÉPARATIF  
(Canalisations circulaires)



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

Figure01 : Abaque de variation des diamètres et des vitesses en fonction de débit et de la pente.

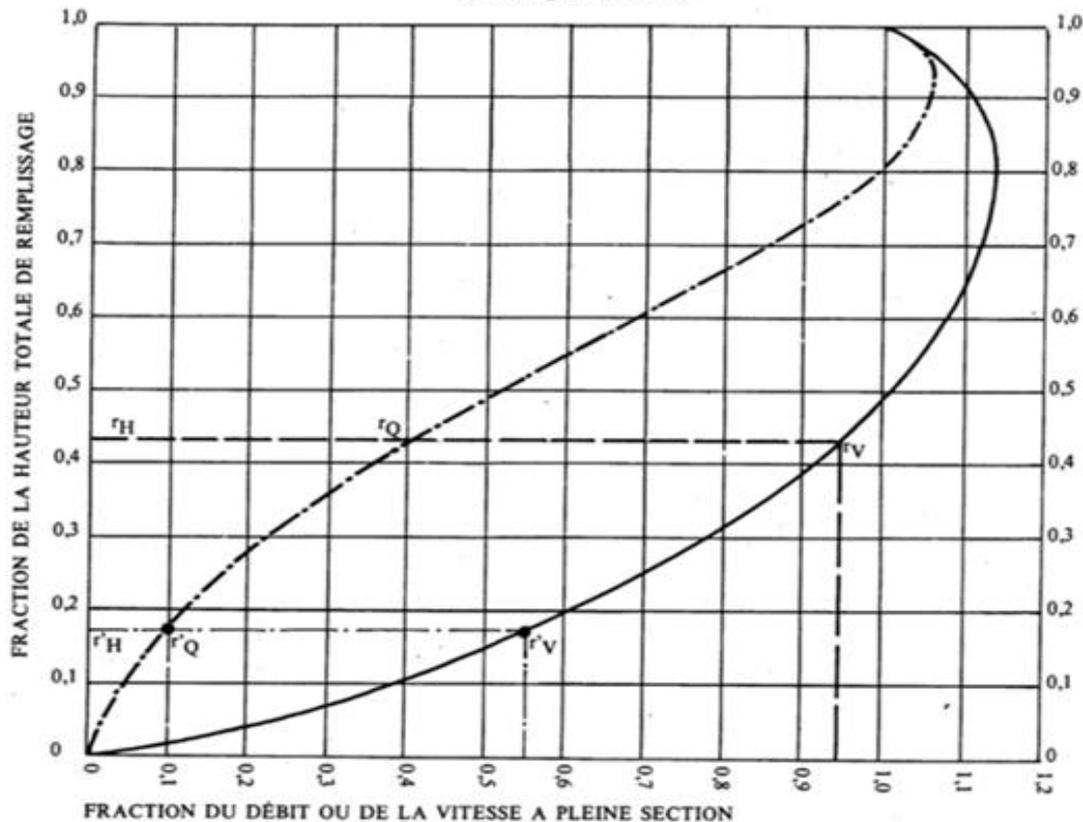
(D'après la formule de Bazin)

Annexe 02 :

ABAQUE 1-a

VARIATIONS DES DÉBITS ET DES VITESSES EN FONCTION DU REMPLISSAGE

a) Ouvrages circulaires



MODE D'EMPLOI.

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

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

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

Exemples :

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

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

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

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

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

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

Figure 02 : Abaque de variation des débits et des vitesses en fonction de la hauteur de remplissage

(D'après la formule de Bazin)