

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE -ARBAOUI Abdellah-

DEPARTEMENT D'HYDRAULIQUE URBAINE

## MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

**Option : CONCEPTION DES SYSTEMES ASSAINISSEMENT**

**THEME :**

**Diagnostic et extension du réseau d'assainissement  
De la ville d'EL OURICIA wilaya de Sétif**

**Présenté Par :**

**AMAUCHE WALID**

**Devant les membres du jury**

	<b>Nom et Prénoms</b>	<b>Grade</b>	<b>Qualité</b>
M <sup>r</sup>	B.SALAH	<b>PROFESSEUR</b>	Président
M <sup>me</sup>	W. MOKRANE	<b>M.A.A</b>	Examineur
M <sup>me</sup>	F.AMMOUR	<b>M.A.A</b>	Examineur
M <sup>me</sup>	N.HADJ SADOK	<b>M.A.A</b>	Examineur
M <sup>me</sup>	N.CHENITI	<b>M.A.A</b>	Promoteur

**Session septembre- 2018**

# REMERCIEMENTS

*On* terme de ce travail je tiens à remercier :

Ma promotrice **M<sup>me</sup>. ChENITI.N** pour avoir contribué à l'élaboration de cette présente mémoire de fin d'étude, par ces conseils et ses bonnes orientations.

Un grand merci à mes parents, famille, proches et amis qui m'ont soutenu.

Je tiens à remercier aussi :

- les membre de jury pour avoir accepté d'évaluer mon travail

-Tous mes professeurs de l'ENSH pour leur contribution à ma formation, le personnel de la bibliothèque et toute la famille de l'ENSH.

*Walid Amaouche 2018*

# Dédicace

*Je tien tout d'abord à dédier ce modeste travail à mes très chers parent pour leurs sacrifices et leurs soutiens moral et matériels Dont ils ont fait preuve pour que je réussisse tous le long de ma vie et mes études.*

*Je le dédie également à :*

*Mes frères ma sœur*

*A tous mes amis d'hier et d'aujourd'hui avec qui*

*J'ai passé les plus beaux moments de ma vie, et*

*Spécialement*

*c. sedrati, A.Neggache , N.douadi ,ilyas, yassin, tarek, chakib ,oussama*

*Et le groupe de l'ENSH.*

## ملخص

الهدف الرئيسي من مشروعنا هذا هو تشخيص أماكن العطب وسوء سير شبكة تصريف المياه القذرة و مياه الأمطار لبلدية الاوريسيا ولاية سطيف و تحديد النقائص الموجودة و كذا التوصل إلى معرفة حالة و درجة استيعاب هذه الأخيرة و المنشآت الملحقة لها وإيجاد الحلول الاقتصادية المناسبة مع تجديد بعض القنوات المتدهورة والتي غير قادرة على تصريف التدفق المقدر.

بعد ما قمنا بعملية التشخيص لاحضنا وجود نقائص كثيرة في الشبكة و عدم وصل جميع المنازل مما أدى إلى تلوث المحيط و ظهور بعض الأمراض الناتجة عنه.

بعد إعادة حساب هذه التدفقات لأفاق 2048 لاحضنا فيها ارتفاع معتبرا وهذا ناتج عن التكاثر السريع لعمليات البناء في هذه البلدية لذا وجدنا معظم القنوات ليس بإمكانها استيعاب هذه التدفقات لذا يجب علينا تعزيزها مع نصب قنوات جديدة لإيصال المنازل الغير مربوطة و تعزيز هذه الشبكة بمحطة تطهير للمحافظة على المحيط و القضاء على الأوبئة المنتشرة.

مع اقتراح تحسين عملية تسيير واستغلال هذه الشبكة لأن التسيير الحسن لها يضمن الصحة العمومية للإنسان ويحافظ على الشبكة وملحقاتها لمدة طويلة.

## Résumé

Notre étude, a pour objectif de relever les anomalies que pose l'agglomération de la ville d'EL OURICIA située dans la wilaya de SETIF en matière d'assainissement, afin de prévoir des travaux d'aménagement, de réhabilitation et d'extension du réseau existant. Pour atteindre les objectifs tracés au préalable, nous avons proposé trois parties ; La première partie concerne l'établissement du diagnostic du réseau existant. La deuxième consiste à l'expertise du même réseau en incluant les zones d'extension et les zones récemment urbanisées. Enfin, nous sommes arrivées à mettre un plan d'assainissement fonctionnel de la région d'étude.

## Abstract

The main objective of the project is to diagnose the network and the mismanagment of run-off rain water of the town of EL OURICIA in order to identify the network : its current state, its maximum capacity and its accessories. As well as to find adequate economic solutions and to reinforce poor conditions channels .

After the diagnosis step we observed problems of deposits and several houses that are not linked to the network which leads to the environment pollution the outbreak of some diseases.

After the new determination of the flow for the future 2048 strategy , we examined the evaluation of the flow . it is due to the rapid increase of town constructions and we find that he majority of channels cannot purify the flow.

The promotion of maintenance technique and the network exploiting engender to a good management and a long term system operation

# SOMMAIRE

Introduction générale.....	1
----------------------------	---

## Chapitre I

## Présentation de la ville ELOURICIA

---

Introduction .....	02
I.1 Données naturelles du site.....	02
I.1.1 Situation Géographique .....	02
I.1.2 La topographie.....	03
I.1.3 Climatologie.....	03
I.1.3.1 La température.....	04
I.1.3.2 Humidité relative .....	04
I.1.3.3 Pluviométrie .....	04
I.1.3.4 Les Vents .....	05
I.2 Urbanisation et Population.....	05
I.3 Réseau de distribution d'alimentation en eau potable .....	06
I.4 Réseau d'assainissement .....	06
Conclusion.....	07

## Chapitre II

## Etude de diagnostic

---

Introduction .....	08
II.1 Généralités .....	08
II.2 Objectifs d'une étude de diagnostic.....	08
II.3 Phases principales d'une étude de diagnostic.....	08
II.3.1 Recueil et exploitation de données : .....	09
II.3.2 Données nécessaires d'une étude de diagnostic.....	09
II.3.3 Le pré-diagnostic .....	09
II.3.4 Description du réseau d'assainissement de la commune d'ELOURICIA.....	09
II.4 Description de la zone « A » .....	10
II.4.1 Synthèse du diagnostic des collecteurs.....	10
II.4.2.-Etat des regards et les avaloirs.....	13
II.4.2.1. Synthèse du diagnostic des regards.....	14
II.4.2.2. Synthèse du diagnostic des avaloirs.....	18
II.4.3. Rejets des eaux usées .....	19
II.5. Description de la zone « B » .....	23
II.6. Constatations.....	23
Conclusion.....	24

Introduction.....	25
III.1. Etude des précipitations maximales journalières.....	25
III.2. Les paramètres statiques de la série pluviométrique .....	27
III.3. Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Gumbel.....	28
III.4. Ajustement de la Série pluviométrique à la loi de Galton.....	30
Test d'adéquation.....	32
II.5. Pluie de courte durée .....	32
Conclusion.....	33

**Chapitre IV****Calcul des éléments de base**

---

Introduction.....	34
IV.1. Situation démographique.....	34
IV.2. Découpage de l'aire d'étude en sous bassins élémentaire.....	35
IV.3. Système d'Evacuation des Eaux Usées et des Eaux Pluviales.....	35
IV.4. Choix du système d'assainissement.....	38
IV.5. Schéma d'évacuation.....	38
IV.6. Choix du schéma du réseau d'évacuation.....	41
IV.7. Choix du coefficient de ruissellement.....	41
IV.8. Calcul du nombre d'habitants pour chaque sous bassin.....	43
IV.8.1 Choix et détermination de coefficient de ruissellement pondéré totale.....	43
IV.8.2 Calcul de la densité partielle.....	46
Conclusion.....	47

**Chapitre V****Evaluation des débits à évacuer**

---

Introduction : .....	48
V.1 Evaluation des débits des eaux usées .....	48
V.1.1 Nature des eaux usées à évacuer .....	48
V.1.2 Consommation en eau potable.....	49
V.1.3 Estimation des débits d'eaux usées domestiques .....	50
V.1.3.1 Évaluation du débit moyen journalier.....	50
V.1.3.2 Évaluation du débit de pointe.....	50
V.2 Évaluation du débit d'eau pluviale .....	52
V.2.1 Méthode rationnelle .....	53
V.2.1.1 Hypothèses de la méthode rationnelle.....	53
V.2.1.2 Validité de La méthode Rationnelle .....	53
V.2.1.3 Temps de concentration .....	54
V.2.2 Méthode superficielle .....	54
V.2.2.1. Formulas Equivalences.....	56
V.2.2.1 Validité de la méthode superficielle.....	56
V.2.3 Choix de la méthode de calcul.....	56

V.2.4 Calcul des débits pluviaux .....	59
Conclusion.....	59

## **Chapitre VI**

## **Calcul Hydraulique**

Introduction .....	60
VI.1. Conditions d'implantation des réseaux.....	60
VI.2. Conception du réseau d'assainissement.....	60
VI.3. Condition d'écoulement et de dimensionnement.....	61
VI.4. Mode de calcul .....	61
VI.5. Discussion des résultats et proposition des cas de solution .....	63
Conclusion.....	68

## **Chapitre VII**

## **Ouvrages Annexes**

Introduction .....	69
VI.1 Ouvrages principaux .....	69
VI.1.1 Canalisations : .....	69
VII.1.2 Matériau de canalisations.....	70
VII.1.4 Assemblage en PVC .....	72
VII.1.4.1 Assemblage par collage à froid.....	72
VII.1.4.2 Assemblage à joint ....	72
VII.1.5 Les joints des conduites en béton.....	73
VII.1.6 Différentes actions supportées par la conduite .....	74
VII.2 Ouvrages annexes .....	76
VII.2.1 Ouvrages normaux.....	76
VII.2.1.1 Branchements .....	76
VII.2.1.2 Fossés.....	77
VII.2.1.3 Caniveaux.....	77
VII.2.1.4 Bouches d'égout.....	77
VII.2.1.5 Regards.....	78
c) Dimensionnement des regards de chute.....	79
VII.2.2 Ouvrages spéciaux.....	82
VII.2.2.1 Déversoirs d'orage.....	82
a) Emplacement des déversoirs d'orage.....	83
b) Type des diversions.....	83
c) Dimensionnement de déversoir d'orage.....	84
Conclusion.....	90

## **Chapitre VIII**

## **Pose de canalisation**

Introduction .....	91
VIII.1- Organisation du chantier .....	91
VIII.1.1 Manutention et stockage des conduites.....	91

VIII.1.2 - Décapage de la couche végétale .....	92
VIII.1.3 - Opération de piquetage.....	92
VIII.1.4 - Exécution des fouilles .....	92
VIII.1.5 - Aménagement du lit de sable.....	93
VIII.1.6 - Conditions de pose des tuyaux.....	94
VIII.1.7 Mise en place des conduites.....	95
VIII.1.8 - Assemblage des conduites.....	95
VII.1.9 - Essais sur les joints et les canalisations.....	95
VII.1.10 - Essais des tuyaux préfabriqués.....	96
VII.1.10.1- Essais d'étanchéité.....	96
VIII.1.11 - Confection des joints.....	96
VIII.1.12- Réalisation des regards.....	96
VIII.1.13 - Remblaiement des tranchées et compactage.....	97
VIII.1.14- Choix des engins.....	97
VIII.2 - Devis quantitatif et estimatif.....	99
VIII.2.1 - Détermination des différents volumes.....	99
Conclusion.....	100

## **Chapitre IX**

## **Gestion, entretien et exploitation des réseaux**

---

Introduction.....	101
IX.1 -Objectifs de la gestion des réseaux d'assainissement.....	102
IX.2 - Outils de gestion d'un réseau.....	102
IX.3 - L'entretien du réseau.....	102
IX.3.1 - Enlèvement des dépôts.....	102
IX.3.2 - Détection des fuites.....	102
IX.3.3 - Détection des eaux parasites.....	102
IX.3.4 - Entretien des joints.....	102
IX.3.5 - Entretien des ouvrages non visitables.....	102
IX.3.6 - Travaux spécifiques.....	103
IX.4 - Exploitation du réseau.....	103
IX.4.1 - Technique d'exploitation du réseau.....	103
IX.4.1.1 - Curage mécanique des égouts visitables.....	104
IX.4.1.2 - Curage des égouts non visitables.....	104
IX.5 - Réhabilitation du réseau.....	106
IX.6 - Recommandations pour la gestion et l'exploitation de notre réseau.....	106
Conclusion.....	106
Conclusion générale.....	107

# Liste des tableaux

## Chapitre I

## Présentation de la ville ELOURICIA

---

<b>Tableau I.1</b> : Répartition mensuelle de la température. (1989-2005) .....	4
<b>Tableau I.2</b> : Répartition mensuelle de l'humidité relative.....	4
<b>Tableau I.3</b> : Répartition mensuelles de la pluviométrie.....	4
<b>Tableau I.4</b> : Vitesses moyennes mensuelles des vents.....	4
<b>Tableau I.5</b> : Recensements de la population d'ELOURICIA.....	5

## Chapitre II

## Etude de diagnostic

---

<b>Tableau II.1</b> : Collecteurs principaux.....	10
<b>Tableau II.1</b> : Collecteurs principaux.....	11
<b>Tableau II.2</b> : Les collecteurs secondaires.....	12
<b>Tableau II.3</b> : l'Etat des regards de la zone. A.....	14
<b>Tableau II.3</b> : l'Etat des regards de la zone A. (Suite).....	15
<b>Tableau II.3</b> : l'Etat des regards de la zone A. (Suite).....	16
<b>Tableau II.3</b> : l'Etat des regards de la zone A. (Suite).....	17
<b>Tableau II.4</b> : l'Etat des avaloirs de la zone. A.....	17
<b>Tableau II.5</b> : l'Etat des avaloirs de la zone A. (suite).....	18

## Chapitre III

## Etude Hydrologique

---

<b>Tableau III-1</b> : Identification de la station de Farmatou.....	26
<b>Tableau III-2</b> : Précipitations maximales journalières (station de FARMATOU).....	26
<b>Tableau III-2</b> : Précipitations maximales journalières (station de FARMATOU) (suite)...	27
<b>Tableau III-3</b> : Paramètres statiques de la série.....	27
<b>Tableau III-4</b> : Ajustement à la loi de Gumbel.....	29
<b>Tableau III-5</b> : Ajustement à la loi de Galton.....	31
<b>Tableau III-6</b> : Les résultats de tests d'adéquation.....	32

## Chapitre IV

## Calcul des éléments de base

---

<b>Tableau IV.1. 1</b> : Estimation de la population pour différents horizons de calcul.....	35
<b>Tableau IV. 2</b> : Avantages et inconvénients du système unitaire.....	36
<b>Tableau IV. 3</b> : Avantages et inconvénients du système séparatif.....	37
<b>Tableau IV. 4</b> : Avantages et inconvénients du système pseudo séparatif.....	38
<b>Tableau IV.5</b> : Coefficients de ruissellement en fonction de la catégorie d'urbanisation.....	42
<b>Tableau IV.6</b> : Coefficient de ruissellement en fonction de surface drainée.....	42
<b>Tableau IV.6</b> : Coefficient de ruissellement en fonction de surface drainée (suite).....	42

<b>Tableau IV.7:</b> Coefficient de ruissellement en fonction de la densité de population.....	43
<b>Tableau IV.8:</b> Coefficient de ruissellement en fonction de la zone d'influence.....	43
<b>Tableau IV.9 :</b> Détermination du coefficient de ruissellement Pour chaque sous bassin.....	44
<b>Tableau IV.10 :</b> Détermination du coefficient de ruissellement Pour chaque sous bassin.....	44
<b>Tableau IV.11 :</b> Détermination du coefficient de ruissellement Pour chaque sous bassin.....	45
<b>Tableau IV. 12 :</b> Calcul du nombre d'habitant de chaque sous bassin.....	46

## Chapitre V

## Evaluation des débits à évacuer

---

<b>Tableau. V.1 :</b> Évaluation des débits des eaux usées des équipements.....	51
<b>Tableau. V.2 :</b> Evaluation des débits d'eau usée totaux de chaque sous bassin.....	52
<b>Tableau IV-3 :</b> Détermination des paramètres équivalents dans le cas de l'assemblage des bassins versants en série ou en parallèle.....	56
<b>Tableau V.4 :</b> évaluation les valeurs de « $\alpha$ ».....	58
<b>Tableau V.5 :</b> évaluation des débits d'eau pluviale.....	58
<b>Tableau V .6 :</b> Evaluation des débits totaux.....	59

## Chapitre VI

## Calcul Hydraulique

---

<b>Tableau VI.1 :</b> Résultats de la conduite principale C.....	63
<b>Tableau VI.2 :</b> Résultats de la conduite principale B.....	64
<b>Tableau VI.3 :</b> Résultats de la conduite principale D.....	64
<b>Tableau VI.4 :</b> Résultats de la conduite principale E.....	65
<b>Tableau VI.5 :</b> Résultats de la conduite principale F.....	66
<b>Tableau VI.6 :</b> Résultats de la conduite principale G.....	67
<b>Suite Tableau VI.6 :</b> Résultats de la conduite principale G.....	67
<b>Tableau VI.7 :</b> Résultats de la conduite principale SB 06.....	68

## Chapitre VII

## Ouvrages Annexes

---

<b>Tableau VII.1:</b> les dimension des regards de chute .....	80
<b>Tableau VII.1:</b> les dimension des regards de chute (suite).....	80
<b>Tableau VII.1:</b> les dimension des regards de chute (suite).....	81
<b>Tableau VII.2 :</b> le dimensionnement des déversoirs dorage DO4 ; DO5.....	89

# Liste des Figures

## Chapitre I

## Présentation de la ville ELOURICIA

---

<b>Figure I.1</b> : Situation géographique de la ville EL OURICIA.....	3
<b>Figure I.2</b> : évolution démographique.....	5

## Chapitre II

## Etude de diagnostic

---

<b>Figure II.1</b> : Les deux zones et les collecteurs principaux avec la partie 1 et 2.....	10
<b>Figure II.1</b> : Rejet direct vers l'oued.....	20
<b>Figure II.2</b> Rejet dans oued GRINA.....	20
<b>Figure II.3</b> Rejet N°3 directement vers l'oued.....	20
<b>Figure II.4</b> Rejet N°4 directement vers l'oued.....	20
<b>Figure II.5</b> Rejet N°5 oued ELOURICIA.....	21
<b>Figure II.6</b> Rejet N°6 oued ELOURICIA.....	21
<b>Figure II.7</b> Rejet N°7 vers oued ELOURICIA.....	21
<b>Figure II 8.</b> Rejet N°8.....	21
<b>Figure II 9.</b> Bassin décantation N°1.....	22
<b>Figure II.10</b> Bassin décantation N°2.....	22
<b>Figure II.11</b> Déversoir dorage.....	22

## Chapitre III

## Etude Hydrologique

---

<b>Figure III-1</b> Ajustement à la droite de Gumbel (Maximum de vraisemblance.....)	30
<b>Figure III-2</b> : Ajustement à la droite de Galton.....	31

## Chapitre IV

## Calcul des éléments de base

---

<b>Figure IV.1</b> Représentation schématique d'un réseau unitaire.....	36
<b>Figure IV.2</b> Représentation schématique d'un réseau séparatif.....	37
<b>Figure IV.3</b> Représentation schématique d'un réseau pseudo-séparatif.....	38
<b>Figure IV4.1</b> Schéma perpendiculaire.....	39
<b>Figure IV4. 2</b> Schéma à déplacement latéral.....	39
<b>Figure IV4. 3</b> Schéma à collecteur étagé.....	40
<b>Figure IV4. 4</b> Schéma Radial.....	40
<b>Figure IV4. 5</b> Schéma à collecteur transversal ou oblique.....	40

<b>Figure VII.1</b> : Type d'assemblage en PVC.....	73
<b>Figure VII.2</b> : Différents type de joints.....	74
<b>Figure VII.3</b> : Schéma de principe du déversoir d'orage.....	84

<b>Figure VIII.1</b> : Chargement des canalisations.....	91
<b>Figure VIII.1</b> : Déchargement des canalisations.....	92
<b>Figure VIII.3</b> : lit de pose.....	94
<b>Figure VIII.4</b> : Tranchée type.....	94

## **LISTE DES PLANCHE :**

**Planche 01 :** Plan de masse de la ville d'EL OURICIA (W.sétif).

**Planche 02 :** Le plan de réseau existant de la ville d'EL OURICIA (W.sétif).

**Planche 03 :** le plan de réseau projet de la ville d'EL OURICIA (W.sétif).

**Planche 04 :**profil en long de lintercepteur.

**Planche 05 :** Les éléments du réseau d'égout.

## **Introduction générale :**

L'assainissement des agglomérations a pour but la collecte, le transport et l'épuration des eaux usées avant leur rejet dans le milieu naturel.

Toutefois, cette précieuse ressource peut être aussi source de danger particulièrement lors des crues ou de sa pollution. D'où, l'importance capitale de mettre au point des systèmes d'évacuation des eaux usées et pluviales aussi performants qu'économique pour écarter tout risque d'inondation. Le choix du mode de rejet, du milieu récepteur et des techniques d'évacuation devra être établi d'une façon très rigoureuse, d'autre part la gestion et la maintenance des réseaux d'assainissement devront être une tâche permanente dans le but de s'assurer du bon fonctionnement du réseau, en effet les paramètres d'écoulement peuvent à n'importe quel moment ne pas être vérifiés et des problèmes d'évacuation peuvent surgir. Dans ce cas de situations, des études d'expertise peuvent être lancées dans le but de diagnostiquer les échecs et les points d'anomalie sur le réseau.

Bien que la ville d'ELOURICIA connue dernièrement une extension et un développement remarquables dans le domaine de l'hydraulique urbain, notre zone d'étude connaît actuellement une situation alarmante dans ce domaine notamment en matière de système d'évacuation des eaux usées.

La population de cette zone trouve une extension et un accroissement incessant en tout point du tissu urbain concerné par l'étude du projet. De ce fait le réseau se trouve dans l'incapacité de recevoir des branchements de service effectués illicitement et anarchiquement.

Notre étude tient compte de l'état actuel du réseau d'assainissement existant et du problème de la pollution constant au niveau de la ville d'El OURICIA située dans la wilaya de sétif, due aux rejets directs dans le milieu naturel. Elle consistera à faire une étude de diagnostic et de réhabilitation de ce réseau en tenant compte des conditions actuelles. Et pour bien mener cette étude, on présentera en premier lieu les caractéristiques de notre agglomération, puis nous allons aborder l'étude hydrologique et par la suite le dimensionnement du système d'évacuation que nous proposerons. C'est dans cette perspective que sera élaboré ce mémoire de fin d'études, qui consiste à résoudre les problèmes qui se pose dans la ville d'El ouricia dans la wilaya de sétif.

**Introduction :**

Avant d'entamer n'importe quel projet d'assainissement, l'étude du site est nécessaire pour connaître les caractéristiques physiques du lieu et les facteurs qui influencent sur la conception de ce projet.

En effet, chaque site présente des spécificités touchant en particulier l'assainissement que ce soit :

- les données naturelles du site ;
- les données relatives à l'agglomération ;
- les données relatives au développement futur de l'agglomération ;
- les données propres à l'assainissement.

Donc la représentation de l'agglomération est une phase importante pour procéder à l'élaboration de l'étude diagnostique du réseau d'assainissement de la ville d'ELOURICIA.

**I.1. Données naturelles du site :**

- Situation Géographique ;
- La topographie ;
- Climatologie.

**I.1.2. Situation Géographique :**

La ville d'ELOURICIA est chef-lieu de la commune faisant partie de la wilaya de Sétif. Elle est située au NORD du chef-lieu de la wilaya de Sétif d'environ de 10 Km sur l'axe de la RN 09 et se trouve à 20 Km au NORD de la daïra de Ain-Arnat ce qui donne son appartenance à la région des hauts plateaux sétifiens. La commune couvre une superficie de 117.87 km<sup>2</sup>.

La commune d'ELOURICIA se compose de la ville d'ELOURICIA qui est le chef-lieu de la commune et d'une agglomération secondaire d'El-Mahouane et des zones rurales composées d'habitations éparses.

La commune d'ELOURICIA est limitée :

- Au Nord par les communes d'Amoucha et Ouled-Adouane.
- A l'Est par la commune de Beni-Fouda.
- Au sud par les communes de Sétif.
- A l'Ouest par la commune d'ain-Abassa.



*Figure -I.1 : Situation géographique de la ville EL OURICIA.*

### I.1.2. La topographie :

Le relief de la commune d'ELOURICIA est plus ou moins accidenté.

Le chef-lieu située sur des hauts plateaux au nord qui deviennent plus étroits à l'ouest.

La région est dominée par deux massifs montagneux.

Des cours d'eaux prennent naissances aux abords de ces massifs provoquant de fortes érosions. Nous avons :

- Oued Skaimia au nord-est.
- Oued Lasousse au sud.
- Oued Tuemar au sud est.

### I.1.3. Climatologie :

Le climat de la ville d'ELOURICIA est un climat représentatif de la région des hauts plateaux, avec un hiver froid et un été chaud. La température moyenne annuelle est de 14C°, les mois les plus chauds sont les mois d'été, soit juin, juillet, Aout et septembre durant lesquelles les températures moyennes dépassent les 24 C°.

La saison froide pendant laquelle les températures moyennes inférieure à 10 C°, se prolonge de décembre à Mars. La pluviométrie est assez faible avec une moyenne de précipitation de 408 mm par an.

Les vents dominants sont Nord-Ouest durant la période hivernale et Sud-est en été.

#### I.1.3.1. La température :

Il y a de façon générale, à Sétif l'hiver est très froid notamment le mois de janvier avec une température minimale moyenne de 0.4°C.

Par contre l'été est caractérisé par une température moyenne maximale pendant le mois de juillet qui avoisine les 32.5°C.

Le tableau englobe les températures d'une période de 15 ans d'observation comme indiqué :

**Tableau I.1 : Répartition mensuelle de la température. (1989-2005)**

Mois	Jan	Fév	Mars	Avr.	Mai	Juin	Juil.	Août	Sept	Oct	Nov	Dec	Moy
<b>Tmin C°</b>	0.4	1.1	3.2	5.5	9.2	13.5	16.9	16.7	13.9	9.1	4.5	1.3	7.9
<b>Tmax C°</b>	9.2	11	14.0	18.1	22.4	27.7	32.5	31.9	27	20.4	14	10.1	19.9
<b>Tmoy C°</b>	4.8	6.0	8.6	11.8	15.8	20.6	24.7	24.3	20.4	14.7	14.7	5.7	13.9

(ANRH, 2013)

### I.1.3.2. Humidité relative :

L'humidité relative ou état hydrométrique (exprimé en %) est le rapport de la tension de vapeur a la tension maximale. la moyenne mensuelle relative est de 71.75% à Sétif.

**Tableau I.2 : Répartition mensuelle de l'humidité relative.**

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	Moy
<b>Humidité%</b>	83	77	76	72	65	62	52	50	85	73	81	85	<b>71.75</b>

Source (ANRH)

### I.1.3.3. Pluviométrie :

La pluviométrie est un facteur essentiel du coût du réseau. Surtout pour le choix du type du réseau d'assainissement à projeter.

**Tableau I.3 : Répartition mensuelles de la pluviométrie.**

Mois	Sept	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mars	Avril	Mai	Juin	Juil	Août
<b>Pmoy(mm)</b>	14,6	11,3	14,9	20,8	15,0	12,9	17,1	16,7	15,8	10,1	6,3	6,6
<b>Pmin (mm)</b>	0	0	1,2	1	3,1	0	3,2	4,7	0,8	0	0	0
<b>Pmax (mm)</b>	50,3	27,5	40,1	71,6	45,7	43,5	101	38,2	41,5	26,8	23,9	24,8

Source (ANRH)

### I.1.3.4. Les Vents :

Les vents dominants charges dans la direction Nord-ouest dans la période allant du mois d'Octobre au mois du Mai, et Sud-est de Juin à Septembre. La vitesse moyenne mensuelle du vent varie de 2.7 à 3.1 m/s, comme on peut le voir sur le tableau :

**Tableau I.4 : Vitesses moyennes mensuelles des vents**

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	Moy
<b>Vitesse (km/h)</b>	2.9	3.1	3.1	2.9	2.9	2.9	2.7	2.8	2.7	2.8	2.8	2.8	<b>2.87</b>

## I.2. Urbanisation et Population :

L'évolution de la population d'ELOURICIA montre un taux d'accroissement de la population de 3.2%.

- Au 31/04/2008 les estimations de la DPAT de la population étaient de 11730 Hab.
- Pour nos calculs nous prendrons un taux d'accroissement de 3.2%.

$$P_t = P_0(1 + T)^N$$

Avec :

$P_N$  : Population future à l'horizon 2048 [hab] ;

$P_0$  : Population de l'année de référence [hab] ;

T : Taux d'accroissement :  $T=3.2\%$  ;

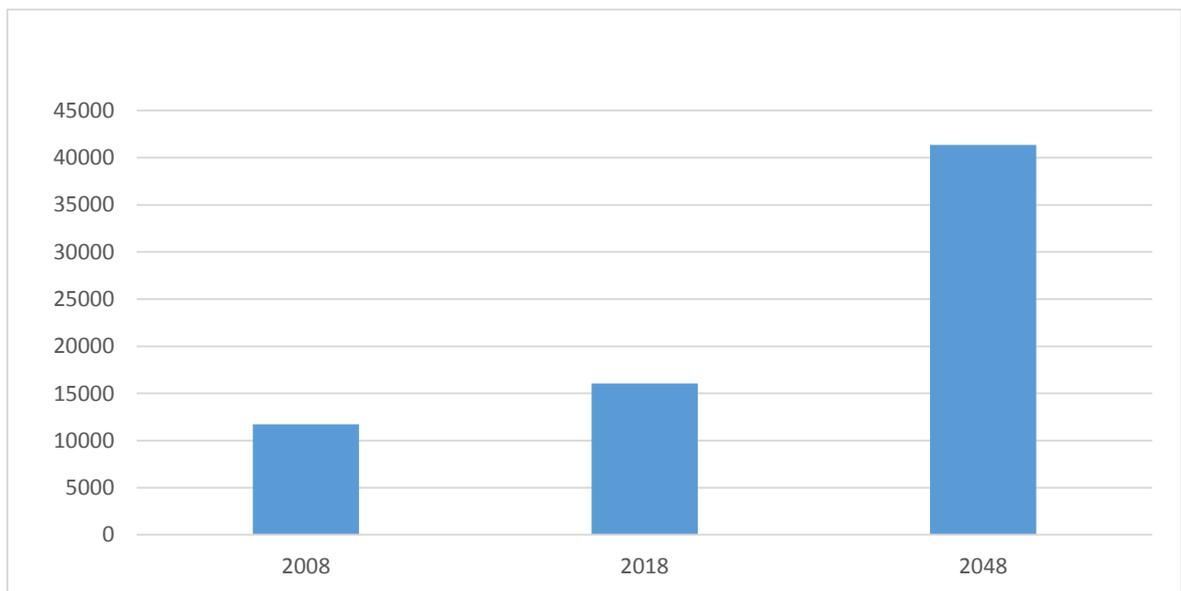
N : l'écart entre l'année de référence et l'année de l'horizon.

L'année de référence est 2008 avec  $N_{hab}= 11730hab$ . Les calculs de projection sont de 2008 à 2048.

**Tableau I.5 : Recensements de la population d'ELOURICIA.**

Horizon	2008	2018	2048
Nombrehabitation	11730	16073	41351

Au 31/12/2018 la population étaient de 16073 hab.



**Figure -I.2 : évolution démographique.**

### I.3. Réseau de distribution d'alimentation en eau potable :

Selon les informations que nous avons pu avoir au niveau des services de l'ADE de la ville d'ELOURICIA il s'est avéré que cette dernière est alimenté à partir de deux réservoirs sur élevée de capacité  $300\text{ m}^3$  et un réservoir semi enterré de  $500\text{ m}^3$  la source d'alimentation est représenté par deux forages :

- Forage O. Cheir qui a un débit d'exploitation de 12 l/s.
- Forage appelé Khebabcha qui donne également un débit d'exploitation de 12 l/s avec une dotation future de 150 l/hab/j.

#### **I.4. Réseau d'assainissement :**

La ville d ELOURICIA s'est dotée au fur et à mesure de son développement et de son extension d'un réseau d'assainissement assez dense, du type unitaire et qui aboutit en plusieurs rejets au niveau d'oued Elouricia.

**Conclusion :**

Dans cette partie nous avons défini les données nécessaires concernant notre région du point de vue, topographique , climatologique, démographique ainsi que la situation hydraulique Ou elle présente une manque de réseau d'assainissement dans quelques zones de la commune, et elle possède des extensions à la frontière ce qui nécessite de faire un diagnostic du réseau existant à cause des débordements constate, ou niveau centre de ville et donc c'est l'objectif de chapitre suivant .



## **Introduction :**

En assainissement, l'objectif des études du diagnostic du réseau est d'acquérir une bonne connaissance de son état et de fonctionnement de ses installations, en vue de le réhabiliter, de le restructurer, et de prévoir des extensions liées au développement urbain.

La ville d'ELOURICIA est une ville de création coloniale, donc elle possède un réseau d'assainissement vétuste qui s'avère insuffisant devant le développement qu'elle a connu en matière d'urbanisme et de mode de vie des habitants.

Cette étude a pour objet de relever les problèmes et les anomalies que posent le réseau d'assainissement, ainsi la détermination des zones d'insuffisance afin de prévoir des travaux d'aménagement, d'entretien et de réhabilitation.

## **II.1. Généralités :**

Un système d'assainissement urbain remplit trois fonctions principales :

- Fonction de protection de l'environnement urbain, ou drainage des eaux urbaines, de temps de pluie ou de temps sec ;
- Fonction de stabilité de ses ouvrages 'élémentaires' ;
- Fonction de protection de l'environnement naturel.

Le dysfonctionnement d'un réseau d'assainissement est une perturbation du service rendu, sans son arrêt, entraînant une désorganisation de l'un ou plusieurs de ses environnements

## **II.2. L'objectif de l'étude du diagnostic :**

L'étude de diagnostic nous permet de juger l'état de fonctionnement du réseau d'assainissement actuel (existant). Pour cela, il faut déterminer les paramètres de base qui serviront à l'expertise et la rénovation de ce dernier à savoir :

- Reconnaissance détaillée des lieux et détermination des zones d'extension.
- Enquête sur le réseau actuel (existant).

## **II.3. Phases principales d'une étude de diagnostic**

L'étude de diagnostic est un ensemble d'opérations effectuées sur le terrain, pour déceler les dysfonctionnements et proposer les travaux correspondants. Pour conduire une étude de diagnostic on a les trois phases suivantes à suivre :

### **II.3.1. Recueil et exploitation des données :**

Le recueil des données nécessite au préalable un scénario d'interventions de manière à ordonner au fur et à mesure de l'avancement, la prise des connaissances et les visites d'ouvrages. En effet, tous les documents graphiques et les informations techniques s'y rapportant doivent être coordonnés et complétés par des contrôles in situ.

### II.3.2. Données nécessaires d'une étude de diagnostic :

Elles constituent l'ensemble des données nécessaires à un bon diagnostic, ce dernier étant l'acte qui vise à déterminer, dans un premier temps, la nature et les causes d'un dysfonctionnement, et dans un deuxième temps les conséquences qui en découlent.

On distingue quatre types de données :

#### *a. Données relatives à la collecte :*

- Nombre d'habitants et leur consommation en eau potable.
- Surfaces totales drainées et leurs caractéristiques : degré d'imperméabilisation, intensité de pluie, pente.

#### *b. Données relatives au réseau et à ces ouvrages annexes :*

#### *c. Données relatives au traitement :*

- Bilan du traitement.
- Etat de fonctionnement des ouvrages de traitement.

#### *d. Données relatives au milieu récepteur :*

- Qualité actuelle.
- Objectifs tracés.

### II.3.3. Le pré-diagnostic

Dans cette phase, et après recueil des données, un examen à entreprendre sur le réseau d'assainissement et les ouvrages tout en procédant une mise à jour des plans et de cartographie des patrimoines. Ce pré-diagnostic est destiné à découvrir les points faibles du système d'assainissement et à appréhender la sensibilité des milieux récepteurs.

### II.3.2. Description du réseau d'assainissement de la commune d'ELOURICIA :

La Commune de ELOURICIA est équipée de réseaux d'assainissement type unitaire (regroupe les eaux pluviales et les eaux usées). Les eaux usées de la ville acheminée avec plusieurs collecteurs principaux vers l'oued.

Le réseau d'assainissement d'ELOURICIA se compose de conduites de différents diamètres. Il couvre deux zones d'écoulement en fonction de la configuration morphologique de la ville.

- La première zone A : c'est la zone la plus ancienne à un réseau en mauvaise état réaliser en 1986 avec des diamètres qui ne respectent pas les normes.

Cette zone exactement c'est le centre-ville de ELOURICIA comme le village MUSULMAN, et les anciens quartiers à côté de l'A.P.C.

- La deuxième zone B : est la nouvelle extension au Nord de la commune d'ELOURICA, création d'équipement administratif, éducatif et commerciale.

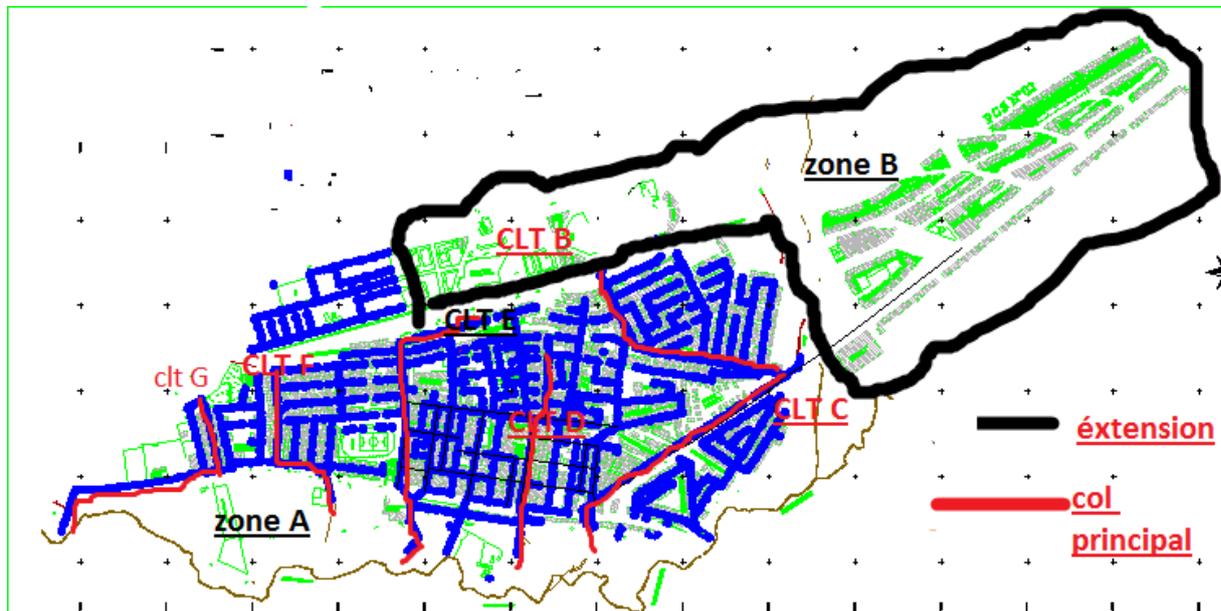


Figure II.1 : Les deux zones et les collecteurs principaux endommagé avec la partie A et B

## II.4. Description de la zone « A » :

### II.4.1. Synthèse du diagnostic des collecteurs :

Les collecteurs de la zone A varient entre 200 mm et 600 mm, qui drainent la partie ancienne de la ville avec plusieurs points de rejet directement dans les oueds et dans cette zone on a une partie où le réseau a été réalisé en 1986 (le centre de la commune ou bien le village de musulman a un réseau en mauvaise état), ils drainent une surface de 128 ha.

Cette zone est drainée par six collecteurs principaux et des collecteurs secondaires, ils sont en mauvaise état, le diagnostic physique des collecteurs est présenté dans les tableaux suivants :

Tableau II.1 : Collecteurs principaux.

	tronçons	Dexi	Rem	maté			tronçons	Dexi	rem	maté	
CL B	B1	300	IN	béton	CL D		D1	400	IN	béton	
	B2	300	IN	béton			D2	400	IN	béton	
	B3	300	IN	béton			D3	400	IN	béton	
	B4	300	IN	béton			D4	400	IN	béton	
	B5	300	IN	béton			D5	400	IN	béton	
	B6	300	IN	béton			D6	400	IN	béton	
	B7	300	IN	béton			D7	400	IN	béton	
	B8	300	IN	béton			D8	400	IN	béton	
	B9	300	IN	béton			D9	400	IN	béton	
	B10	300	IN	béton			D10	400	IN	béton	
	B11	300	IN	béton			D11	400	IN	béton	
	B12	300	IN	béton			D12	400	IN	béton	
	B13	300	IN	béton			D13	400	IN	béton	
	B14	300	IN	béton			D14	400	IN	béton	
	B15	300	IN	béton			D15	400	IN	béton	
	B16	300	IN	béton			CL F	F1	400	IN	PVC
	B17	300	IN	béton				F2	400	IN	PVC
	B18	300	IN	béton				F3	400	IN	PVC
	B19	300	IN	béton				F4	400	IN	PVC
	B20	300	IN	béton				F5	400	IN	PVC
	B21	300	IN	Béton				F6	400	IN	PVC
	B22	300	IN	Béton				F7	400	IN	PVC
CL C	C1	300	IN	Béton	F8	400		IN	PVC		
	C2	300	IN	Béton	F9	400		IN	PVC		
	C3	300	IN	Béton	F10	500		IN	béton		
	C4	300	IN	Béton	F11	500	IN	béton			
	C5	300	IN	Béton	F12	600	IN	béton			
	C6	300	IN	Béton	F13	800	IN	béton			
	C7	400	IN	Béton	F14	800	IN	béton			
	C8	400	CDE	Béton	F15	800	IN	béton			
	C9	400	CDE	Béton	F16	800	CDE	béton			

IN : Insuffisant

ME : Mauvaise état

CDE : Complètement dégradé

CL : collecteur

Tableau II.1 : Collecteurs principaux (suite).

	tronçons	Dexi	Rem	maté			tronçons	Dexi	rem	Maté
CL E	E1	300	IN-ME	béton	CL G	G6	400	IN	PVC	
	E2	300	IN-ME	béton		G7	300	IN	Béton	
	E3	400	IN-ME	béton		G8	300	IN	Béton	
	E4	400	IN-ME	béton		G9	300	IN	Béton	
	E5	400	IN-ME	béton		G10	300	IN	Béton	
	E6	400	IN-ME	béton		G11	300	IN	Béton	
	E7	400	IN-ME	béton		G12	300	IN	Béton	
	E8	400	IN-ME	béton		G13	300	IN	Béton	
	E9	400	IN-ME	béton		G14	400	IN	Béton	
	E10	400	IN-ME	béton		G15	400	IN	Béton	
	E11	400	IN-ME	béton		G16	400	IN	Béton	
	E12	400	IN-ME	béton		G17	400	IN	Béton	
	E13	400	IN-ME	béton		G18	400	IN	Béton	
	E14	400	IN-ME	béton		G19	400	IN	Béton	
	E15	400	IN-ME	béton		G20	400	IN	Béton	
	E16	400	IN-ME	béton		G21	400	IN	Béton	
	E17	400	IN-ME	béton		G22	400	IN	béton	
	E18	400	IN-ME	Béton		G23	400	IN	béton	
	E19	400	IN-ME	Béton		G24	400	IN	béton	
	E20	400	IN-ME	Béton		G25	400	IN	béton	
	E21	400	IN-ME	Béton		G26	400	IN	béton	
	E22	400	IN-ME	Béton		G27	400	IN-ME	béton	
	E23	400	IN-ME	Béton		G28	400	IN-ME	béton	
	E24	400	IN-ME	Béton		G29	400	IN-ME	béton	
	E25	400	IN-ME	Béton		G30	400	IN-ME	béton	
	E26	400	IN-ME	Béton		G31	400	IN-ME	béton	
	E27	400	IN-ME	Béton		G32	400	IN-ME	béton	
	E28	400	IN-ME	Béton		G33	400	IN-ME	béton	
	E29	400	CDE	Béton		G34	400	IN-ME	béton	
	E30	400	CDE	Béton		G35	400	IN-ME	béton	
	E31	400	CDE	Béton		G36	400	IN-ME	béton	
G1	400	IN-ME	PVC	G37		400	CDE	béton		
CLG	G2	400	IN-ME	PVC		G38	400	CDE	béton	
	G3	400	IN-ME	PVC		G39	400	CDE	béton	
	G4	400	IN-ME	PVC		G40	400	CDE	béton	
	G5	400	IN-ME	PVC		G41	400	CDE	béton	

Les collecteurs secondaires de centre-ville sont en mauvais état car le réseau est construit en 1986 et la plupart des regards sont enterrés, soit sous la chaussée soit sous le bitume alors le travail de collecte des données pour le diagnostic sera très difficile.

**Tableau II.2 : Les collecteurs secondaires.**

partie	tronçon	Type	Diamètre	Observation
1	R29	Fonte	250	CDE-AR
	R38-R39	Fonte	250	CDE-AR
	R36-R37	Fonte	200	CDE-AR
	R35-R34	Fonte	200	CDE-AR
	R33-R32	Fonte	200	CDE-AR
	R39-R31	Fonte	250	CDE-AR
	R31-R30	Fonte	250	CDE-AR
2				
	R19-R18	Béton	400	CB-AR
	R17-R18	Fonte	200	CDE-AR
	R18-R16	Béton	300	CB-AR
	R16 –rejet	Béton	400	Détruit-AR

**CB** : Complètement bouchée      **CDE** : Complètement dégradé      **AR** : à renouveler

#### II.4.2. Etat des regards et les avaloirs :

D'après les enquêtes établies par les services techniques de la zone d'étude, il a été constaté qu'un nombre important de regards sont enterrés, soit sous la chaussée soit sous le bitume. Ces problèmes empêchent une bonne expertise du système d'évacuation. Dans le cadre d'assainissement comporte plusieurs types de regards.

- regarde de branchement.
- regarde de chute.
- Regarde de jonction.

La négligence et le manque d'entretien ont fait de ces regards de nombreux lieux d'accumulation des sables, de la végétation et des ordures publiques.

Même chose pour les avaloirs de cette zone, la majorité des avaloirs sont bouchés ou bien détruits et elles créent des problèmes pour l'évacuation des eaux pluviales dans la saison hivernale, on remarque la stagnation et accumulation sur les routes des quartiers de la ville de ELOURICIA.

## II.4.2.1. Synthèse du diagnostic des regards :

Tableau II.3 : l'Etat des regards de la zone. A

La photo de regard	l'observation
	<ul style="list-style-type: none"><li>- Regard avec tampon</li><li>- Regard sans dalle (circulaire pas carrée)</li></ul>
	<ul style="list-style-type: none"><li>- Regard avec tampon</li><li>- Ecoulement faible</li><li>- Regard sans dalle</li></ul>
	<ul style="list-style-type: none"><li>- Regard avec tampon</li><li>- Ecoulement faible</li><li>- Présence d'un léger dépôt</li></ul>

Tableau II.3 : l'Etat des regards de la zone A. (Suite)

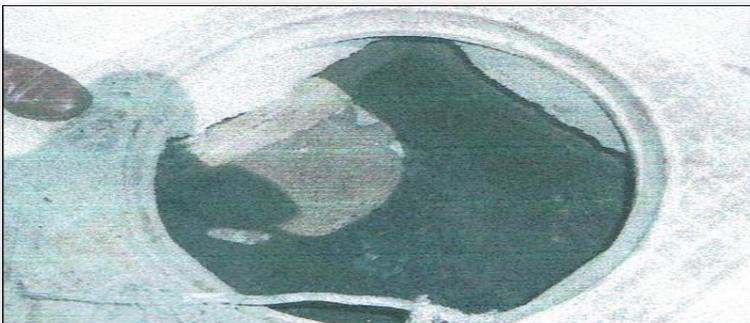
La photo de regard	l'observation
	<p>- Regard avec une dalle totalement cassé</p>
	<p>- Regard complètement détruit et totalement bouché</p>
	<p>- Regard avec tampon - Complètement bouché</p>

Tableau II.3: l'Etat des regards de la zone A. (Suite)

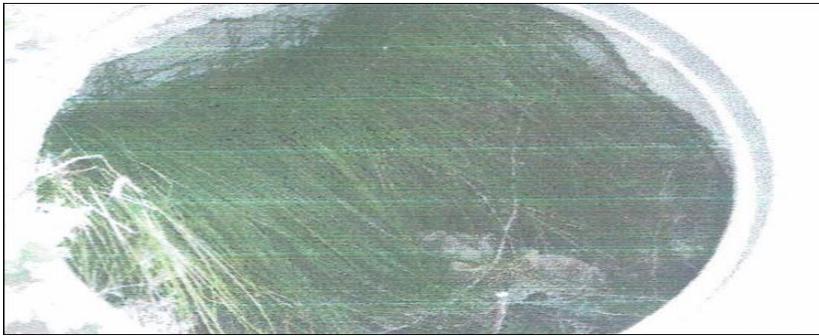
La photo de regard	Observations
	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Regard avec tampon</li> <li>- Ecoulement faible</li> <li>- Présence d'un léger dépôt</li> </ul>
	<ul style="list-style-type: none"> <li>-Regard dépassant la chaussée à proximité des logements</li> </ul>
	<ul style="list-style-type: none"> <li>-regard de chute</li> <li>-regard dépourvu de tampon</li> </ul>
	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Regard avec tampon</li> <li>- sans dalle</li> <li>- Complètement bouchée</li> </ul>

Tableau II.4: l'Etat des regards de la zone A. (Suite)

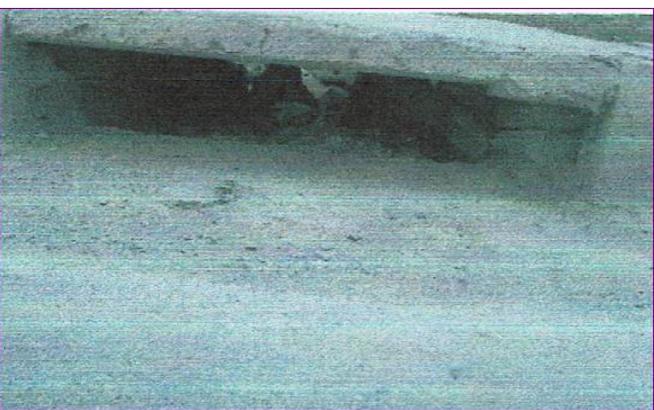
La photo de regard	Observation
	<ul style="list-style-type: none"><li>- Regard complètement bouchée et débordé</li><li>- Regard sans dalle</li></ul>
	<ul style="list-style-type: none"><li>- Regard avec tampon</li><li>- Présence dépôt très important</li><li>- Ecoulement très faible</li></ul>

## II.4.2.2. Synthèse du diagnostic des avaloirs :

Tableau II.4: l'Etat des avaloirs de la zone. A.

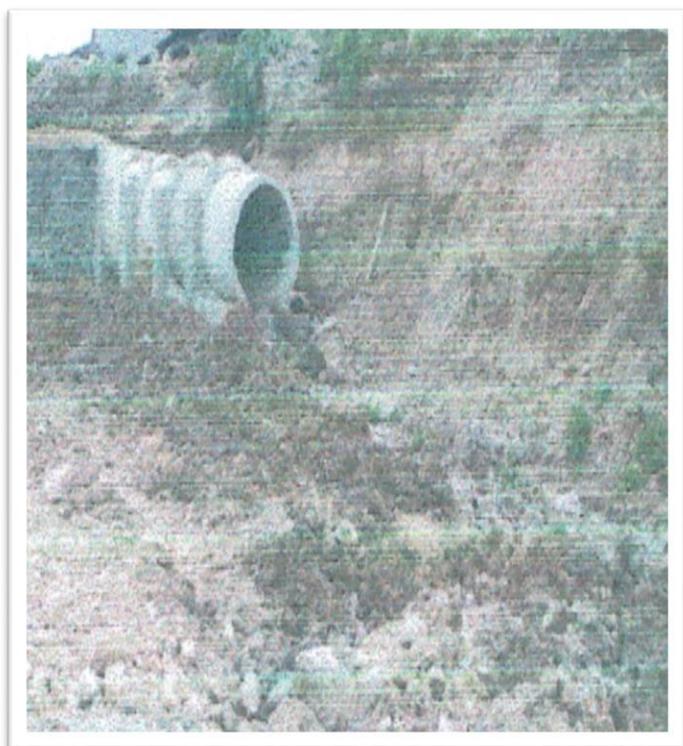
La photo	Type d'avaloirs	Observations
	Absorption par le haut	<ul style="list-style-type: none"> <li>-Avaloir masquée par les terres</li> <li>-Complètement bouchée</li> </ul>
	Absorption par le haut	<ul style="list-style-type: none"> <li>-Avaloir complètement bouchée</li> <li>- Avec une grille détruite et sans échelle</li> </ul>
	Absorption par le haut	<ul style="list-style-type: none"> <li>-Avaloir masquée par les terres</li> <li>-Complètement bouchée</li> </ul>
	Absorption par le haut	<ul style="list-style-type: none"> <li>-Avaloir sans grille</li> <li>- Complètement bouchée</li> </ul>

Tableau II.4: l'Etat des avaloirs de la zone A. (suite)

La photo	Type d'avaloirs	Observations
	Absorbation par le haut	<ul style="list-style-type: none"> <li>-Avaloir sans grille</li> <li>- Complètement bouchée</li> </ul>
	Absorbation par le coté latéral	<ul style="list-style-type: none"> <li>-Avaloir sans grille - Complètement bouchée</li> <li>-Sans échelle</li> </ul>
	Absorbation par le coté latéral	<ul style="list-style-type: none"> <li>-Avaloir détruire</li> <li>-Complètement Bouchée</li> <li>- Sans grille</li> </ul>

### II.4.3.-Rejets des eaux usées :

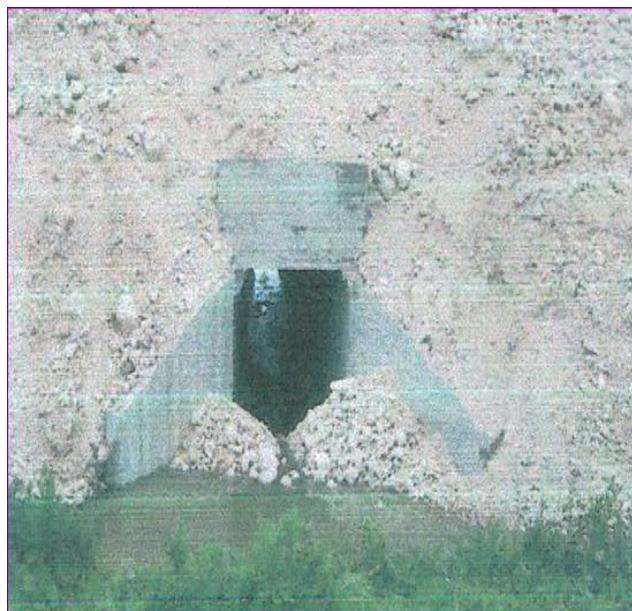
Les rejets des réseaux d'assainissement de la commune ELOURICIA se font directement dans le bassin de décantation par temps sec avec une partie qui sera déversée vers l'oued Askimia et l'oued ELOURICIA par temps de pluie. L'objectif fondamental de cette étude est la protection du milieu naturel afin d'atteindre un bon équilibre écologique. La synthèse du diagnostic du rejet est illustrée par des photos des déversoirs dorage prises sur site et les points de rejet.



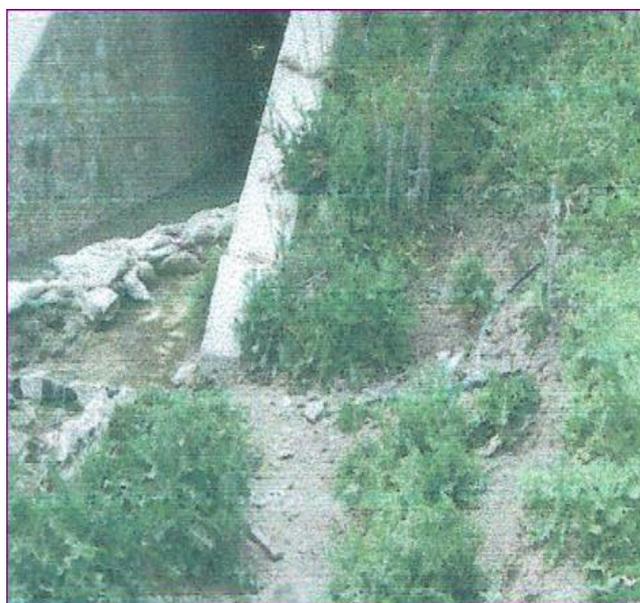
**Figure II.1 :** *Rejet direct vers l'oued  
Skaimia*



**Figure II.2 :** *Rejet dans oued Grina.  
'Mauvaise état et débordé, revêtement des terres''.*



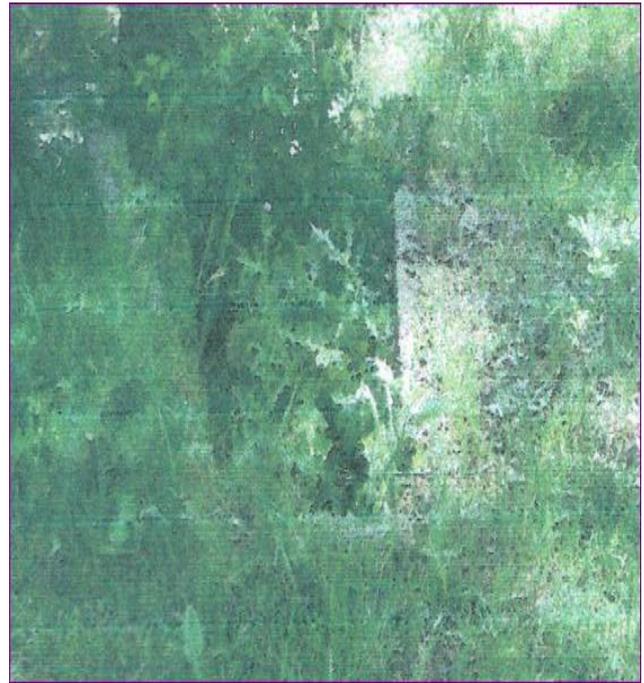
**Figure II.3 :** *Rejet N°3 directement vers l'oued  
'Totalemment bouchée avec des terres''.*



**Figure II.4 :** *Rejet N°4 directement vers l'oued  
'La stagnation des eaux cause un dépôt  
léger''.*

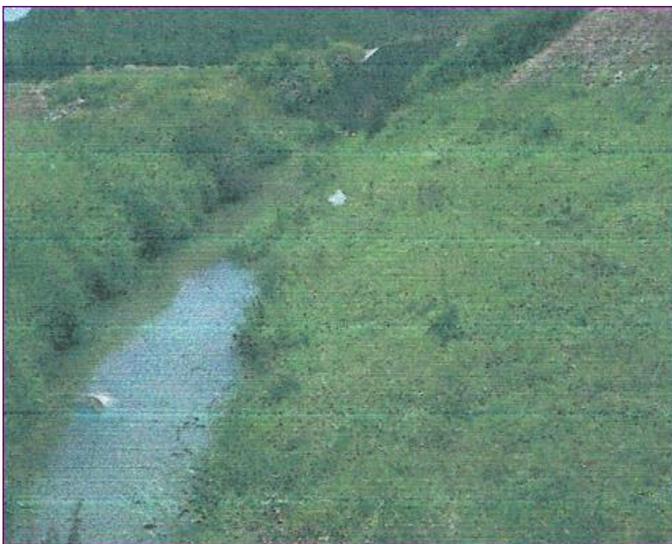


**Figure II.5 :** Rejet N°5 oued ELOURICIA



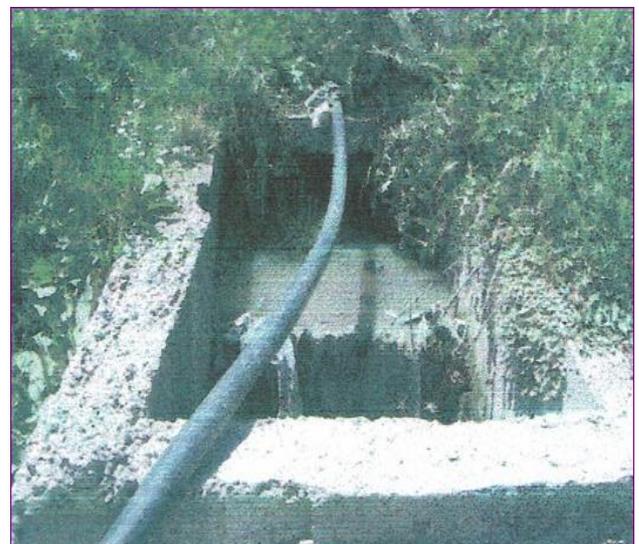
**Figure II.6 :** Rejet N°6 oued ELOURICIA

Sont des rejets en mauvaise état et complètement masqués par couvert végétale.  
Dégrader et abandonnée par ce qu'il n'y a pas d'écoulement



**Figure II.7 :** Rejet N°7 vers oued Elouricia :

On remarque que le talweg est complètement pollué par ce rejet.



**Figure II.8** Rejet N°8 :

Déversoir totalement bouché et sans dalle et mal dimensionné, une conduite en plastique branchée dans le déversoir utilisée pour l'irrigation. « risque des maladies »



**Figure II.9 :** Bassin décantation N°1.



**Figure II.10 :** Bassin décantation N°2.

Sont deux bassins de décantation en mauvaise état et complètement bouchés un dépôt léger à cause de manque entretient avec une construction dégradé.



**Figure II.11 :** Déversoir d'orage.

- déversoir en mauvaise état complètement dégradé.
- ouverture sans dalle.
- un dépôt léger pas d'écoulement.
- la conduite avant le déversoir totalement dégradé par ce qu'elle a été posé semi enterré.

## II.5. Description de la zone « B » :

Pour la zone B, il n'aura pas de diagnostic par ce qu'une extension sur le côté Nord-ouest et l'Ouest de la ville ELOURICIA, et pour éviter les branchements individuels dans l'ancien réseau il faut projeter un nouveau réseau pour drainer une surface de 114.5 ha.

## II.6. Constatations :

D'après l'analyse des données consolidées par des sorties sur terrain, (service technique de l'APC et de la Subdivision), les conclusions suivantes ont été faites sur la zone d'étude :

- La majorité des regards sont enterrés sous la chaussée à la cité de Muslman.
- Quelques regards sont bouchés avec de la boue et nécessite un nettoyage pour le bon fonctionnement des collecteurs secondaires dans les nouveaux quartiers ouest.
- Quelques regards ont été construit sans échelle avec des matériels non de béton armée au niveau des anciens quartiers à côté de L.A.P.C. d'ELOURICIA. Ils sont à rénover.
- Quelques regards sont sans couverts ou avec dalle dégradée. Ils nécessitent une rénovation.
- Quelques tronçons de conduites dégradés nécessitent une rénovation.
- Quelques avaloirs sont dégradés surtout la route nationale numéro 09 (RN09)
- Une partie des habitations est non raccordée au réseau, le rejet se fait directement dans l'oued Sekimia.
- Des déversoirs totalement dégradés.
- Il faut projeter un nouveau réseau pour l'extension des nouveaux lotissements au Nord-ouest et Ouest de la ville.

## Conclusion :

Notre diagnostic beaucoup plus est un diagnostic physique et l'ensemble du réseau d'assainissement d'El-OURICIA est en mauvais état de fonctionnement tel que génère des problèmes de débordement et l'inexistence du réseau d'assainissement dans quelques endroits ; et des branchements individuels sont illicites et sous dimensionnés. Pour le court terme, il s'agit d'opération d'entretien et de réhabilitation des ouvrages existants et d'assurer l'assainissement aux nouvelles habitations, et le dimensionnement d'un nouveau réseau pour l'extension. Pour le long terme, il s'agit de réaliser des collecteurs d'évacuation des eaux usées vers la future station d'épuration de Far matou.

## Introduction :

Quel que soit la nature d'un réseau d'assainissement projeté au niveau d'une zone rurale ou urbaine, il doit répondre à deux catégories de précipitation, à savoir assurer :

- Le transit vers l'épuration des eaux et le cas échéant, des eaux résiduaires industrielles ;
- L'évacuation des eaux pluviales, de manière à empêcher la submersion des zones urbanisées et éviter toute stagnation dans les points bas après les averses.
- Les eaux usées (eaux vannes, ménagère...) provenant des habitations, appelées également eaux d'origine domestique. - Les eaux usées provenant des industries et des services publics.
- Et, dans certains cas les eaux parasites claires ou de drainage.

Dans ce contexte, un dimensionnement d'un réseau d'assainissement est indispensable, d'où on trouve, le calcul de base du réseau, le schéma de réseau, le nombre de sous bassins adoptés et le coefficient de ruissellement correspondant.

Le dimensionnement d'un réseau d'assainissement, passe par certaines phases préliminaires, parmi lesquelles on trouve, le calcul de base.

Au sein de cette partie on fait une estimation du nombre d'habitants pour un horizon de calcul donné, le choix du système d'assainissement ainsi que le schéma de collecte et d'évacuation des eaux usées.

### IV.1. Situation démographique :

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

L'estimation futur du nombre d'habitants du Chef-lieu de la commune d'ELOURICIA est basée sur le recensement de 2008 (année de référence), avec un taux de croissance annuelle égal à 3.2% selon les études prospectives de l'APC « PDAUE Sétif ».

La ville d'ELOURICIA se compose actuellement 16073 de habitants en 2018.

Pour notre projet nous prévoyons une estimation à long terme, pour cela on se référera à la formule de croissance géométrique à l'aide de l'équation des intérêts composés. Si on connaît le taux de croissance annuelle de la population, on a donc :

$$P_n = P_0 (1 + T)^n \quad (IV.1)$$

Avec :

**P<sub>n</sub>**: Population à l'horizon de calcul.

**P<sub>0</sub>** : Population actuelle (en 2018) ; 16073 habitants.

**T** : Taux de croissance de la population considérée ; T=3.2%.

**n** : Ecart d'années entre les deux horizons (2048-2018) ; **n = 30 ans**.

Les résultats de la répartition de la population à différents horizons de calcul sont représentés dans le tableau ci-après :

Tableau IV.1.1 : Estimation de la population pour différents horizons de calcul

Horizon	2008	2018	2048
Nombre d'Habitants	11730	16073	41351

**Remarque :**

Pour le dimensionnement de notre futur réseau d'assainissement l'horizon de calcul est fixé à 2048.

**IV.2. Découpage de l'aire d'étude en sous bassins élémentaire :**

En général, le bassin versant est un secteur géographique limité par les lignes de Crête ou par les 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 des sols
- La densité des habitations
- Les courbes de niveaux
- Les routes et voiries existantes
- Les pentes et les contre pentes
- Les limites naturelles (oueds, talwegs.....)

Pour notre projet le découpage de la zone à étudier se fait suivant la nature du sol et la densité des habitants et selon le réseau existant « les collecteurs secondaire et tertiaire.

**IV.3. Système d'Evacuation des Eaux Usées et des Eaux Pluviales :**

L'établissement du réseau d'une agglomération doit répondre à deux catégories de préoccupation, à savoir :

- Assurer une évacuation correcte des eaux pluviales de manière à empêcher la submersion des zones urbanisées et éviter toute stagnation après les averses.
- Assurer l'évacuation des eaux usées ménagères, les eaux vannes, ainsi que les eaux résiduaires industrielles.

Il est permis d'imaginer un ou plusieurs réseaux de canalisations où l'effluent s'écoule généralement gravitairement. [4]

Trois systèmes d'évacuation susceptibles d'être mis en service sont :

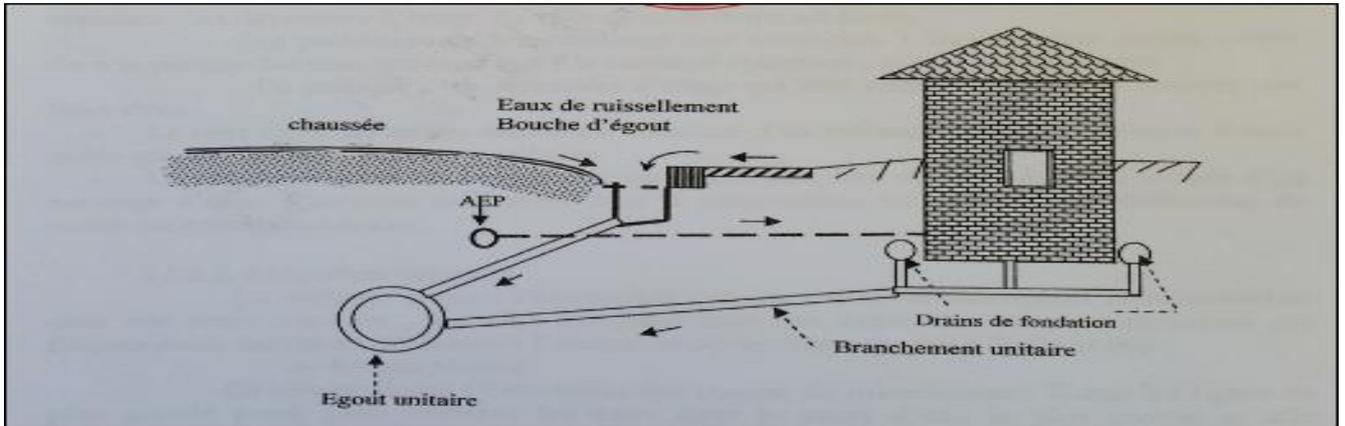
- Système unitaire
- Système séparatif
- Système pseudo séparatif

**IV.3.1. Système unitaire :**

Un collecteur assure le transport des eaux usées et des eaux pluviales. Ce système est intéressant économiquement puisqu'il n'y a qu'un seul réseau à construire et à gérer. Ce système est le plus ancien et équipe les centres villes historiques.

Avec ce système, il est impératif de tenir compte d'éventuelles variations brutales de débits des eaux pluviales dans la conception et le dimensionnement des collecteurs et des ouvrages de traitement. Des déversoirs ou bassin d'orage sont ainsi repartis tout au long du réseau pour limiter les risques d'inondation. D'autre part les eaux en excédent peuvent dérégler la bonne gestion de la station d'épuration et de fait minorer ses performances épuratoires. Les

déversoirs d'orage permettent ainsi à la station d'épuration de ne pas recevoir un débit supérieur à sa capacité. La figure IV.1 démontre une représentation schématique d'un réseau unitaire.



Source : cours d'assainissement ENSH

Figure IV.1 : Représentation schématique d'un réseau unitaire.

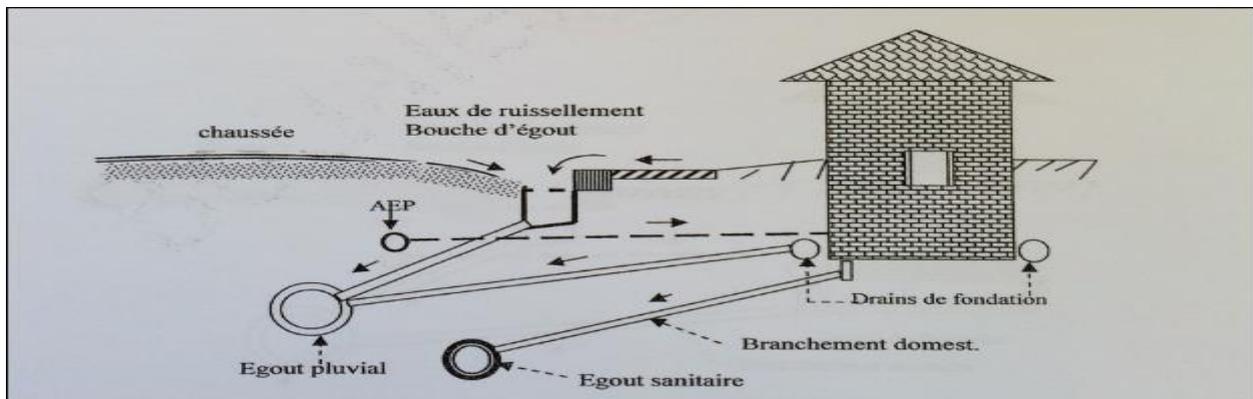
Tableau IV.2 : Avantages et inconvénients du système unitaire :

Domaine d'utilisation privilégié	Avantages	Inconvénients	Contraintes d'exploitant
- milieu récepteur éloigné des points de collecte.	- conception simple : un seul collecteur, un seul branchement par immeuble.	- débit à la station d'épuration très variable	- entretien régulier des déversoirs d'orage et de bassins de stockage.
Topographie à faible relief.	- encombrement réduit du sous-sol.	- la dilution des eaux usées variables	- difficulté d'évaluation des rejets directs vers le milieu récepteur.
imperméabilisation importante et topographie accentuée	- à priori économique (dimensionnement moyen imposé par les seules eaux pluviales).	- apport de sable important à la station d'épuration débit d'étiage du cours d'eau récepteur important.	
débit d'étiage du cours d'eau récepteur important.	- pas de risque d'inversion de branchement. - rejet direct vers le milieu récepteur du mélange "eaux usées"	- eaux pluviales " au droit des déversoirs d'orage.	

**IV.1.2. Système séparatif :**

Ce système a la particularité d'un dédoublement des conduites : une conduite véhicule les eaux usées (domestique, service publique, certains industries), l'autre achemine les eaux de ruissellement vers le cours d'eau le plus proche.

- **Réseau pluvial** : il est conçu pour évacuer les eaux d'origine pluviale, c'est à dire les Pointes pluviales. Il suit la ligne de plus grande pente. Il dépend de l'implantation des espaces producteurs de ruissellement, les eaux pluviales sont rejetées directement dans le cours d'eau le plus proche naturel soit-il ou artificiel.
- **Réseau d'eaux usées** : il est prévu pour l'évacuation des eaux usées d'origine domestique et industrielle jusqu'à la station d'épuration avec une pente adéquate pour l'écoulement. Le tracé du réseau des eaux usées est fonction de l'implantation des différents quartiers à drainer.



Source : cours d'assainissement ENSH

Figure IV.2 Représentation schématique d'un réseau séparatif.

Tableau IV.3 : Avantages et inconvénients du système séparatif

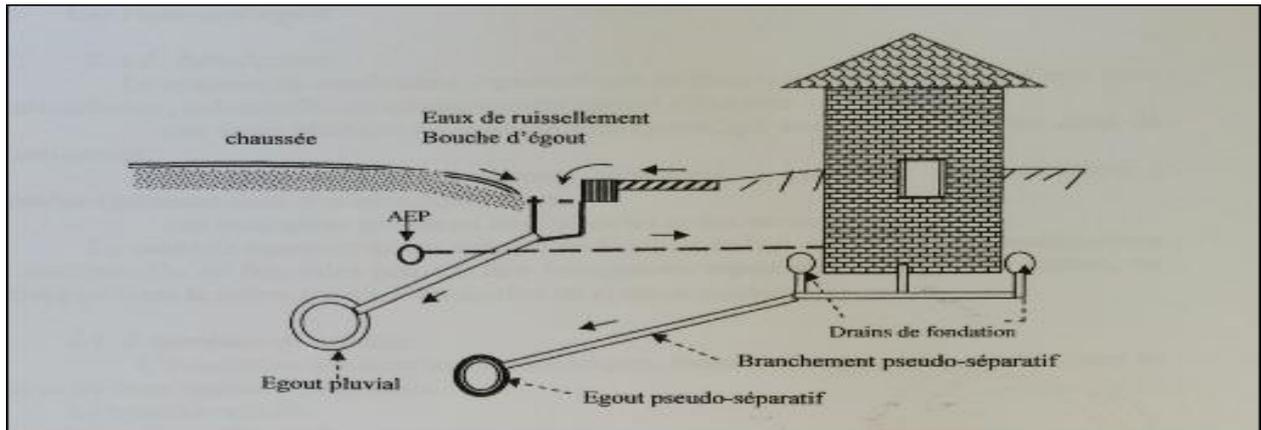
Domaine d'utilisation privilégié	Avantages	Inconvénients	Contraintes d'exploitation
- petites et moyennes agglomérations	- diminution du diamètre moyen du réseau de collecte des eaux usées	- encombrement important du sous-sol	- Surveillance accrue des branchements
- extension des villes	- exploitation plus facile de la station d'épuration	- coût d'investissement élevé	- entretien d'un linéaire important de collecteurs (eaux usées et pluviales)
- faible débit d'étiage du cours d'eau récepteur.	- meilleure préservation de l'environnement des flux polluants domestiques	- risque important d'erreur de branchement.	- entretien des ouvrages particuliers (siphons, chasses d'eau, avaloirs)

**IV.3.3. Système pseudo séparatif :**

Le système pseudo séparatif est un système dans lequel on divise les apports d’eaux pluviales en deux parties :

L’une provenant uniquement des surfaces de voirie qui s’écoule par des ouvrages particuliers des services de la voirie municipale : caniveaux aqueducs, fossés avec évacuation directe dans la nature.

L’autre provenant des toitures et cours intérieures qui sont raccordées au réseau d’assainissement à l’aide des mêmes branchements que ceux des eaux usées domestiques. On recoupe ainsi les évacuations des eaux d’un même immeuble.



Source : cours d’assainissement ENSH

Figure IV.3 : Représentation schématique d’un réseau pseudo-séparatif.

Tableau IV. 4 : Avantages et inconvénients du système pseudo séparatif

Domaine d'utilisation privilégié	Avantages	Inconvénients	Contraintes d'exploitation
- petits et moyennes agglomération.	- problème de faux branchements éliminé.	- fonctionnement de la station d'épuration perturbé	- Entretien régulier des déversoirs d'orage et des bassins de stockage
- présence d'un milieu récepteur proche	- dimensionnement des collecteurs pluviaux en schéma perpendiculaire.	- charge polluante variable en qualité et en quantité	- Surveillance accrue des branchements.

**IV.4. 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.
- L’impact provoqué par le milieu naturel
- S’il s’agit d’une extension de réseau, il faut tenir compte du système existant.
- La topographie du terrain naturel.

**Constatation :**

D'après le système d'évacuation existant, nous remarquons qu'il est de type unitaire.

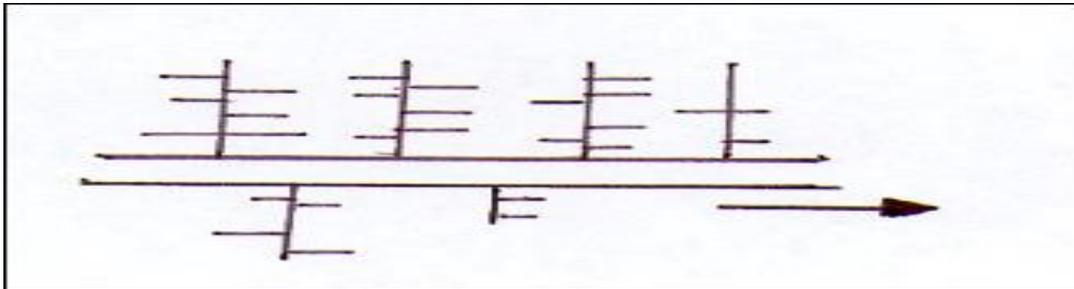
#### IV.5. Schéma d'évacuation :

Un schéma d'évacuation est la configuration, la disposition ou le dessin du système d'évacuation, il est fonction de la topographie, du relief et la structure de l'agglomération en outre il est primordial de prendre en considération la pente, la disposition des quartiers et des routes, le cheminement vers la station d'épuration ou le milieu naturel. On distingue plusieurs schémas d'évacuation qui sont définis ci-dessous. [1].

Dans les réseaux d'assainissement l'écoulement est en général, gravitaire, sauf dans des cas particuliers, ils sont en fonction du relief et de la topographie, on distingue quatre schémas d'évacuation. [4]

##### IV.5.1. Schéma perpendiculaire :

Ce schéma consiste à amener perpendiculairement au cours d'eau un certain nombre de collecteurs. Il ne permet pas la concentration des eaux vers un point unique d'épuration.



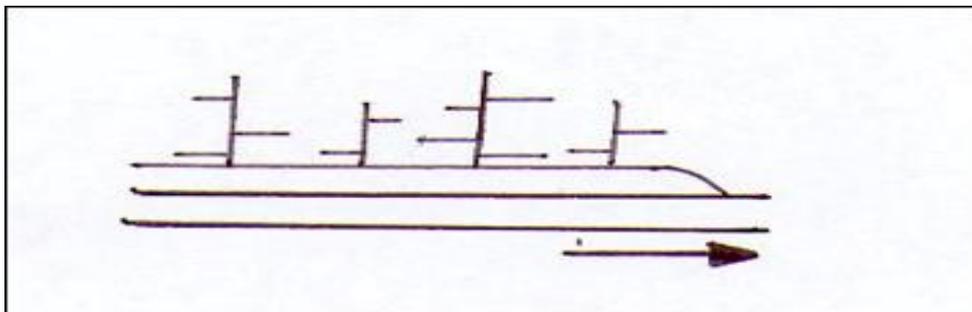
*Figure IV4.1 : Schéma perpendiculaire*

##### Domaines d'utilisation du schéma perpendiculaire

- ❖ Lorsque la pollution est minimale.
- ❖ Lorsque le coût du projet est élevé on utilise plusieurs points de rejet pour économiser des tronçons (intercepteur).
- ❖ Il est utilisé dans le système séparatif car il est considéré comme meilleure solution pour son rejet direct au milieu récepteur.

##### IV.5.2. Schéma par déplacement latéral :

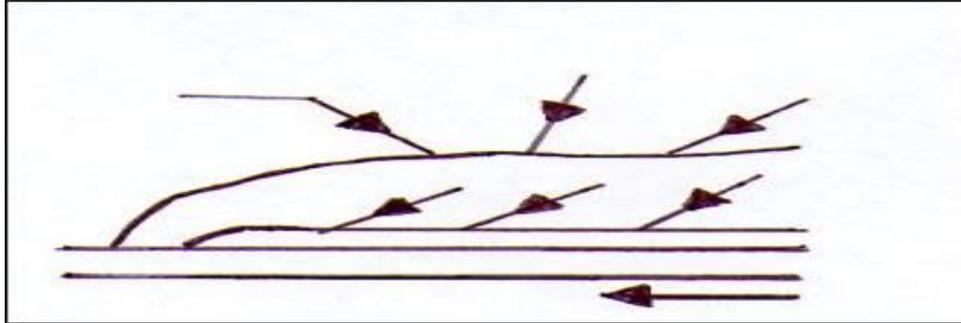
On adopte ce type de schéma quand il y a obligation de traitement des eaux usées. Toutes les eaux sont acheminées vers un seul point.



*Figure IV4. 2 : Schéma à déplacement latéral.*

### IV.5.3. Schéma de collecteur par zones étagées :

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



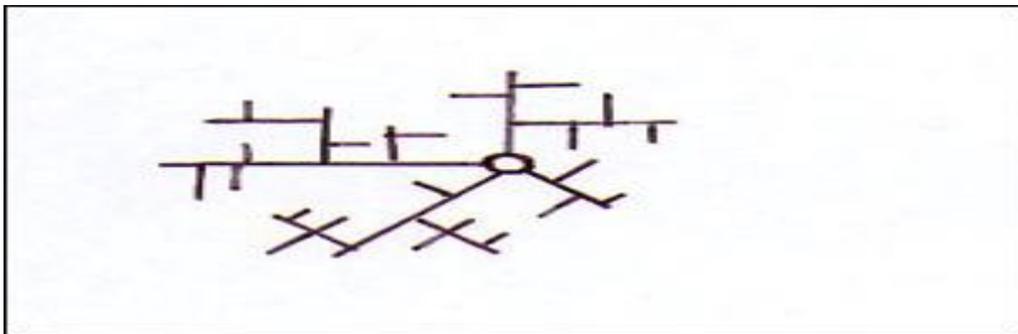
*Figure IV4.3 : Schéma à collecteur étagé*

### IV.5.4. Schéma radial :

C'est un schéma adopté pour les terrains plats. Les eaux sont collectées en un point bas, pour ensuite être relevées vers :

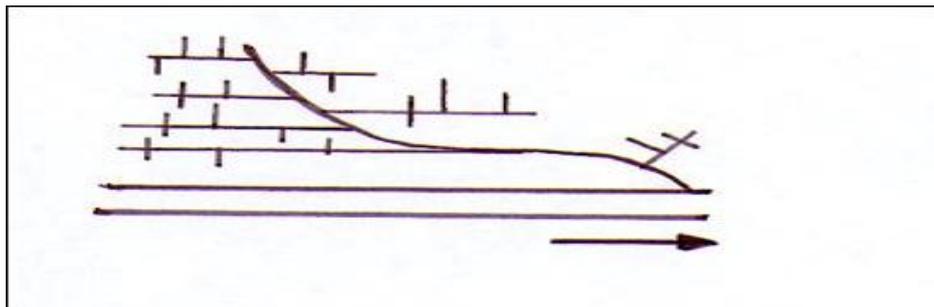
- Un cours d'eau récepteur.
- Une station d'épuration.
- Un collecteur fonctionnant à surface libre.

*Figure IV4. 4 : Schéma Radial*



### IV.5.5. Schéma à collecte transversale 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 IV4. 5 : Schéma à collecteur transversal ou oblique*

#### IV.6. Choix du schéma du réseau d'évacuation :

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

- ❖ Les conditions techniques et locales du lieu :
  - Système existant.
  - La topographie du terrain et la répartition géographique des habitants à desservir.
- ❖ Les conditions économiques :
  - Le coût et les frais d'investissement et d'entretien.
- ❖ Les conditions d'environnement :
  - Nature de rejet et le milieu récepteur.
- ❖ L'implantation des canalisations dans le domaine public. [5]

#### Constatation :

Pour notre cas, en tenant compte de la disposition des voiries et de la topographie de la ville, on est contraint d'effectuer l'assainissement à plusieurs niveaux ; d'où on optera à un Schéma à déplacement latéral.

#### IV.7. Choix du coefficient de ruissellement :

Le coefficient de ruissellement « Cr » sera pris égal au taux d'imperméabilisation. Si « A » est La surface totale du bassin versant, « A' » la superficie de surface revêtue :

$$C = A' / A \quad (IV.2)$$

Ce coefficient a la possibilité de faire varier le débit d'eau pluviale du simple au double, c'est pour cela que lors du découpage des sous bassins il faut que ces derniers soient aussi homogènes que possible, pour minimiser les erreurs commises sur l'évaluation du coefficient de ruissellement. Il dépend de plusieurs facteurs :

- La nature du sol.
- La pente du terrain.
- Le mode d'occupation du sol.
- La densité de la population.
- La durée de pluie.
- Humidité de l'air.

##### IV.7.1. Coefficient de ruissellement pondéré dans le temps :

$$Crp = \frac{0,98t}{4,53+t} p + \frac{0,78t}{31,17+t} (1-p) \quad (IV.3)$$

Où :

Crp : Coefficient de ruissellement pondéré

t : temps écoulé à partir du début de la précipitation en heure

p : pourcentage de surface imperméabilisée.

### IV.7.2. Coefficient de ruissellement en fonction de la catégorie d'urbanisation :

Le coefficient de ruissellement augmente avec l'accroissement de la population car on aura une augmentation de la surface couverte par rapport à celle perméable. Ce qui donne un ruissellement important.

*Tableau IV.5: Coefficients de ruissellement en fonction de la catégorie d'urbanisation.*

Catégorie d'urbanisation	Cr
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

Source : cours d'assainissement ENSH

### IV.7.3. Coefficient de ruissellement relatif à diverses surfaces :

*Tableau IV.6 : Coefficient de ruissellement en fonction de surface drainée*

Surface	Coefficient de ruissellement
Chaussée en béton asphaltée	0.70 – 0.95
Chaussée en brique	0.70 – 0.85
Toiture	0.75 – 0.95
Terrain gazonné, sol sablonneux	0.05 – 0.10
Plat (pente < à 2 %).	0.10 – 0.15
Pente moyenne de 2 à 7 %.	0.15 – 0.20
Pente abrupte	0.13 – 0.17
Terrain gazonné, sol sablonneux	
Plat (pente < à 2 %).	0.18 – 0.22

*Suite Tableau IV.6 : Coefficient de ruissellement en fonction de surface drainée*

Pente moyenne de 2 à 7 %.	0.25 – 0.35
Pente abrupte	0.15 – 0.30
Entrée de garage en gravier	

Source : cours d'assainissement ENSH

### IV.7.4. Coefficient de ruissellement en fonction de densité de la population :

Le coefficient de ruissellement augmente avec l'accroissement de la population car on aura une augmentation de la surface couverte par rapport à celle qu'est perméable. Ce qui donne un ruissellement important.

**Tableau IV.7:** Coefficient de ruissellement en fonction de la densité de population

Densité de la population (hab / ha)	Cr
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 et plus	0.80-0.90

Source : cours d'assainissement ENSH

**IV.7.5. Coefficient de ruissellement en fonction de la zone d'influence :****Tableau IV.8:** Coefficient de ruissellement en fonction de la zone d'influence

Zones d'influence	Cr
Surface imperméable	0.90
Pavage à larges joints	0.60
Voirie non goudronnées	0.35
Allées en gravier	0.20
Surfaces boisées	0.05

Source : cours d'assainissement ENSH

**Remarque :**

Pour le cas de notre projet, le coefficient de ruissellement est estimé en fonction des surfaces drainées et en fonction de la catégorie d'urbanisation.

**IV.8. Calcul du nombre d'habitants pour chaque sous bassin :**

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

- On estime le coefficient de ruissellement de chaque sous bassin ;
- On calcule le coefficient de ruissellement pondéré total ;
- On calcule la densité partielle de chaque sous bassin ;
- On déduit le nombre d'habitant dans chaque sous bassins.

**IV.8.1 Choix et détermination de coefficient de ruissellement pondéré totale**

L'analyse du plan d'urbanisme mis à notre disposition montre que la surface à drainer concernée par l'étude est constituée des surfaces élémentaires imperméables de différentes natures qui couvrent presque la totalité de la surface d'étude.

C'est pour cela qu'on a nous avons estimé approximativement un coefficient moyen pondéré en fonction de la nature des surfaces élémentaires, on se basant sur la formule suivante :

$$C_{rp} = \frac{\sum (A_i * C_{ri})}{C} \quad (IV.4)$$

Avec :

$A_i$  : surface du sous bassin (ha)

A : surface totale en (ha)

$C_{ri}$  : coefficient de ruissellement partiel

$C_{rp}$  : coefficient de ruissellement total pondéré.

**Tableau IV.9 : Détermination du coefficient de ruissellement Pour chaque sous bassin.**

N° S/S	Surface Si (ha)	la nature des surfaces	Pourcentage d'occupations (%)	coefficient de ruissellement Cri	coefficient de ruissellement pondéré Cr
01	21.03	-équipement	11	0.7	0.58
		-espace vert	18	0.15	
		-habitation Individuelle	8	0.6	
		-habitation collective	46	0.75	
		-route	17	0.5	
02	22.92	-équipement	13	0.7	0.56
		-espace vert	23	0.15	
		-habitation Individuelle	7	0.6	
		-habitation collective	42	0.75	
		-route	15	0.5	
03	9.97	-équipement	2	0.7	0.39
		-espace vert	48	0.15	
		-habitation Individuelle	20	0.6	
		-habitation collective	13	0.75	
		-route	17	0.5	

Tableau IV.10 : Détermination du coefficient de ruissellement Pour chaque sous bassin.

N° S/S	Surface Si (ha)	la nature des surfaces	Pourcentage d'occupations (%)	coefficient de ruissellement Cri	coefficient de ruissellement pondéré Cr
04	26.36	-équipement	3	0.7	0.53
		-espace vert	27	0.15	
		Habitation Individuelle	16	0.6	
		-habitation collective	42	0.75	
		-route	12	0.5	
05	15.81	-équipement	6	0.7	0.61
		-espace vert	15	0.15	
		-habitation Individuelle	11	0.6	
		-habitation collective	56	0.75	
		-route	12	0.5	
06	14.46	-équipement	0	0.7	0.64
		-espace vert	12	0.15	
		-habitation Individuelle	5	0.6	
		-habitation collective	70	0.75	
		-route	13	0.5	
07	9.69	-équipement	27	0.7	0.53
		-espace vert	26	0.15	
		-habitation Individuelle	11	0.6	
		-habitation collective	23	0.75	
		-route	13	0.5	
08	16.93	-équipement	4	0.7	0.63
		-espace vert	13	0.15	
		-habitation Individuelle	5	0.6	
		-habitation collective	64	0.75	
		-route	14	0.5	
09	29.6	-équipement	7	0.7	0.65
		-espace vert	11	0.15	
		-habitation Individuelle	2	0.6	
		-habitation collective	67	0.75	
		-route	13	0.5	

Tableau IV.11 : Détermination du coefficient de ruissellement Pour chaque sous bassin.

N° S/S	Surface Si (ha)	la nature des surfaces	Pourcentage d'occupations (%)	coefficient de ruissellement Cri	coefficient de ruissellement pondéré Cr
10	14.67	-équipement	3	0.7	0.59
		-espace vert	21	0.15	
		-habitation Individuelle	4	0.6	
		-habitation collective	60	0.75	
		-route	12	0.5	
11	20.59	-équipement	9	0.7	0.52
		-espace vert	29	0.15	
		-habitation Individuelle	5	0.6	
		-habitation collective	41	0.75	
		-route	16	0.5	
12	24.26	-équipement	8	0.7	0.42
		-espace vert	45	0.15	
		-habitation Individuelle	14	0.6	
		-habitation collective	22	0.75	
		-route	11	0.5	

#### IV.8.2. Calcul de la densité partielle :

Le calcul de la densité partielle correspondant à chaque surface élémentaire semble plus compréhensif à travers la relation suivante :

$$D_i = \frac{C_{ri}.P_t}{C_{rp}.A} \quad (IV.5)$$

Avec :

$D_i$  : densité partielle pour chaque sous bassin (hab. / ha)

$C_{rp}$  : coefficient de ruissellement total pondéré

$A$  : surface totale du centre (ha)

$P_t$  : nombre total d'habitants (hab.), dans chaque centre à l'horizon 2048

On procède par la suite au calcul du nombre d'habitants correspondant à chaque sous bassin par la relation ci-dessous :

$$P_i = D_i. A_i \dots \quad (IV.6)$$

Les résultats de calcul du nombre d'habitants de sous bassins, sont reportés dans le tableau N° (IV.12).

**Tableau IV. 12 : Calcul du nombre d'habitant de chaque sous bassin**

Sous bassin	Surface (ha)	Cri	Ai *Cri	Crp	Di (hab)/ha	Nombre
						d'habitants
1	21,03	0,58	12,1974	0,553268372	191,563518	4029
2	22,92	0,56	12,8352	0,5532683720	184,957879	4239
3	9,97	0,39	3,8883	0,5532683720	128,809952	1284
4	26,36	0,53	13,9708	0,5532683720	175,049421	4614
5	15,81	0,61	9,6441	0,5532683720	201,471976	3185
6	14,46	0,64	9,2544	0,5532683720	211,380433	3057
7	9,69	0,53	5,1357	0,5532683720	175,049421	1696
8	16,93	0,63	10,6659	0,5532683720	208,077614	3523
9	29,6	0,61	18,056	0,5532683720	201,471976	5964
10	14,67	0,59	8,6553	0,5532683720	194,866337	2859
11	20,59	0,52	10,7068	0,5532683720	171,746602	3536
12	24,26	0,42	10,1892	0,5532683720	138,718409	3365
Totale	226,29					41351

### Conclusion :

Au terme de ce chapitre, il vient de conclure que nous avons fixé les choix suivants :

L'horizon de calcul sera 2048. Soit une population future de 41351 habitants et le système d'assainissement adopté pour la zone urbaine est le système unitaire avec un schéma déplacement latérale, il a été déduit 12 sous bassins à la suite du découpage de la zone. Ces choix nous serviront de base pour la suite du travail de diagnostic et de dimensionnement.

## Introduction :

Toute étude d'un réseau d'assainissement nécessite une étape initiale primordiale qui est la détermination des débits d'eaux usées et pluviales et les réseaux d'assainissement d'une agglomération doit répondre à deux objectifs principaux :

1- l'évacuation correcte des eaux pluviales permettant :

- d'empêcher la submersion des zones urbanisées.
- d'éviter la stagnation de ces eaux particulièrement dans les points bas de

l'agglomération.

2- la collecte et l'évacuation des eaux usées de toutes natures (eaux vannes, eaux ménagères, eaux industrielles) en assurant leur transport, le plus rapidement possible, jusqu'au lieu de leur traitement (la station d'épuration).

## V.1 Evaluation des débits des eaux usées :

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. Comme ces eaux ont une composition qui peut être source de maladies à transmission hydrique (fièvre typhoïde ; fièvre paratyphoïde ; dysenterie; diarrhées infectieuses), il faut les évacuer le plus tôt possible et par le moyen le plus sûr. D'où ressort l'utilité de l'évaluation des quantités à traiter.

### V.1.1 Nature des eaux usées à évacuer [5] :

La nature des matières polluantes contenues dans l'effluent dépend de l'origine de ces eaux usées. On distingue principalement :

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

#### A / Les eaux usées d'origine domestique :

Ce sont des eaux qui trouvent leur origine à partir des habitations de l'agglomération, Elles sont constituées essentiellement d'eaux ménagères et d'eaux vannes.

Les eaux ménagères englobent les eaux des vaisselles, de lavage, de bain et de douche, les eaux vannes englobent les eaux provenant des sanitaires.

#### B / Les eaux des services publics :

Les eaux usées du service public proviennent essentiellement du lavage des espaces publics et pour éteindre les incendies. Ces eaux sont généralement chargées de matières grasses.

Les autres besoins publics seront pris en compte avec les besoins domestiques.

### **C / Les eaux usées industrielles :**

Ce sont des eaux usées qui ont été usées par un procédé chimique, La quantité et la qualité d'eaux évacuées par les industries dépendent de plusieurs paramètres qui sont cités comme suit :

- Nature de l'industrie : (Fabrications ou de transformations) ;
- Procédé de fabrication utilisé ;
- Taux de recyclage effectivement réalisé ;

Les eaux industrielles doivent recevoir un prétraitement à l'usine même pour éviter d'endommager et diminuer la durée de vie du réseau car son amortissement dépend de plusieurs paramètres, nous citons que la nature des eaux industrielles sont comprises dans ce dernier car lorsqu'elles ne sont pas traitées elles attaquent les conduites chimiquement et les détériorent.

### **D / Les eaux usées d'équipements :**

On appelle équipements différents services publics : éducatifs, sanitaires, touristiques, administratifs et différents autres services d'utilité publique. L'estimation se fait à base du nombre de personnes qui fréquentent le lieu et sur la dotation requise pour chaque activité.

### **E / Les eaux claires parasites :**

Les eaux parasites qui sont inévitables peuvent constituer un pourcentage non négligeable par rapport aux eaux usées. Néanmoins leur évaluation est assez difficile et ne peut être faite que sur terrain. En absence de moyens et de données, on estime que le débit d'intrusion représente 0,05 à 0,15 l/s/ha. Toutes ces eaux sont collectées et acheminées par un réseau d'égout aussi appelé réseau d'assainissement, soit dans une station d'épuration soit sur un site autonome de traitement.

### **V1.2. Consommation en eau potable :**

La quantité d'eau nécessaire à l'alimentation d'une agglomération dépend de certains paramètres :

- La disponibilité de la ressource.
- Le nombre habitants.
- Le développement urbain de la ville.
- Le niveau de vie de la population.

Vu le développement qu'a connu la ville d'ELOURICIA en sens d'urbanisme et de mode de vie de la population ainsi que la disponibilité des ressources d'eaux, on a adopté une dotation en eau potable de **150 l/j/ha** (D.R.E Sétif).

### V.1.3. Estimation des débits d'eaux usées domestiques :

Pour calculer le débit des eaux usées à évacuer, nous prendrons comme base une dotation d'eau potable de **150 l/j hab.**, et nous considérons que les **80%** de l'eau consommée sont rejetée comme eaux usées dans le réseau d'évacuation.

#### V.1.3.1. Évaluation du débit moyen journalier :

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

$$Q_{moy.j} = N * K_r * D / 86400 \quad (IV.1)$$

Avec:

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

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

$D$  : Dotation journalière prise égale à 150 l/j hab. (D'après D.R.E Sétif)

$K_r$  : Coefficient de rejet pris égal à 80% de la quantité d'eau potable consommée.

#### V.1.3.2. Évaluation du débit de pointe :

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

$$Q_{pte} = K_p \cdot Q_{moy.j} \quad (V.2)$$

Avec :

$Q_{pte}$  : débit de pointe ;

$Q_{moy.j}$  : débit moyen journalier ;

$K_p$  : coefficient de pointe ; Pour estimer le coefficient de pointe on a plusieurs méthodes, parmi lesquelles on a :

- Méthode liée à la position de la conduite dans le réseau.
- Le coefficient de pointe est estimé selon l'importance de la ville.
- Le coefficient de pointe est estimé à partir débit moyen.

$$K_p = a + \frac{b}{\sqrt{Q_{moy}}} \quad \text{Si : } Q_{moy} \geq 2.8 \text{ l/s ;} \quad (V.3)$$

$$K_p = 3 \quad \text{Si } Q_{moy} < 2.8 \text{ l/s ;}$$

Avec :

$$a = 1.5 \text{ et } b = 2.5$$

#### Remarque :

Pour notre étude le coefficient de pointe  $k_p$  est calculé à partir du débit moyen journalier, selon la relation V.3 Les débits d'eaux usées des équipements et les débits d'eaux usées de pointe sont respectivement illustrés dans les tableaux V.1 et V.2

Tableau V.1 : Évaluation des débits des eaux usées des équipements.

No du sous bassin	Équipement	Unité de mesure	Nbr d'unité	Dotation (L/j/unité)	Q usé (l/s)	Q équipement (l/s)
01	Mosquée	Fidèle	1000	15	0,1736	0.1852
	Bibliothèque	personne	100	10	0,0116	
02	Lycée	Élève	800	10	0,0926	0.1644
	Station de servisse	Fonctionnaire	30	30	0,0104	
	Ecole primaire	Élève	500	10	0,0579	
	Centre commerciale	Client	30	10	0,0035	
03	ADE	Fonctionnaire	30	15	0,00521	0.00521
04	Ecole primaire	élève	500	10	0,05787	0.05787
05	Cimetière	Fonctionnaire	3	30	0,00104	0.5891
	Ecole primaire	élève	500	10	0,05787	
07	Poste	Fonctionnaire	20	15	0,00347	0,23979
	Lycée	Élève	800	10	0,09259	
	Marché	m 2	1413.5	5	0,08180	
	Protection civile	Fonctionnaire	30	15	0,00521	
	Centre culture	Personne	50	10	0,00579	
	Ecole primaire	Élève	350	10	0,04051	
	Police	Fonctionnaire	60	15	0,01042	
08	APC	Fonctionnaire	40	15	0,00694	0,10966
	PTT	Fonctionnaire	25	15	0,00434	
	Centre de santé	lit	50	100	0,05787	
	Ecole primaire	élève	350	10	0,04051	
09	Abattoir	Têt	10	50	0,00579	0,28675
	CEM	Élève	800	10	0,09259	
	Mosquée	Fidèle	1000	15	0,17361	
	Station de servisse	Fonctionnaire	30	30	0,01042	
	Brigade	Fonctionnaire	25	15	0,00434	
10	CEM	Élève	800	10	0,09259	0,13889
	Ecole primaire	élève	400	10	0,04630	
11	Stade communale	Vestiaire	10	30	0,00347	0.00347
12	Mosquée	Fidèle	1000	15	0,17361	0,17465
	Cimetière	Fonctionnaire	3	30	0,00104	

Tableau V.2 : Evaluation des débits d'eau usée totaux de chaque sous bassin.

sous bassin N	Nombre d'habitant	Dot (l/j.hab)	kr	Qdom (l/s)	Qequip (l/s)	Qmoy,j (l/s)	KP	Qpte, usé(l/s)	Qinf (l/s/ha)	A (ha)	Qinf (l/s)	Qusé (l/s)
1	4029	150	0,8	5,596	0.1852	5,781	2,45	14,1635	0,15	21,03	3,1545	17,318
2	4239	150	0,8	5,888	0.1644	6,04	2,42	14,6168	0,15	22,92	3,438	18,0548
3	1284	150	0,8	1,783	0.00521	1,788	3	5,364	0,15	9,97	1,4955	6,8595
4	4614	150	0,8	6,408	0.05787	6,465	2,38	15,3867	0,15	26,36	3,954	19,3407
5	3185	150	0,8	4,424	0.5891	5,013	2,56	12,8333	0,15	15,81	2,3715	15,2048
6	3057	150	0,8	4,246		4,246	2,59	10,9967	0,15	14,46	2,169	13,1657
7	1696	150	0,8	2,356	0.2398	2,595	3	7,78607	0,15	9,69	1,4535	9,23957
8	3523	150	0,8	4,893	0.1097	5,003	2,5	12,5069	0,15	16,93	2,5395	15,0464
9	5964	150	0,8	8,283	0.2867	8,570	2,27	19,454	0,15	29,6	4,44	23,894
10	2859	150	0,8	3,971	0.1389	4,110	2,61	10,7264	0,15	14,67	2,2005	12,9269
11	3536	150	0,8	4,911	0.0035	4,915	2,51	12,3357	0,15	20,59	3,0885	15,4242
12	3365	150	0,8	4,674	0.1747	4,848	2,52	12,2177	0,15	24,26	3,639	15,8567

**Signification des colonnes :**

**Dot** : Dotation en eau potable (l/j/hab) ; **KP** : Coefficient de pointe ;  
**kr** : Coefficient de rejet ; **Qusé** : Débit d'eau usée Cumulé (l/s)  
**Qdom** : Débit d'eau usée domestique (l/s) ; **Qinf** : Débit d'infiltration (l/s/ha) ou (l/s) ;  
**Qpte** : Débit d'eau usée de pointe (l/s) ; **Qmoy,j** : Débit d'eau usée moyen (l/s) ;  
**A** : Surface du sous bassin (ha) ;

**VI.2. Evaluation des débits des eaux pluviales :**

Différentes méthodes sont utilisées pour l'évaluation du débit pluvial. Dans notre travail nous considérons les deux formules les plus utilisées.

- La méthode rationnelle.

- La méthode superficielle.

### VI.2.1. Méthode rationnelle [1] :

La technique de calcul des débits de ruissellement afin de calculer les diamètres ou les dimensions des conduites et canaux est basée sur la méthode rationnelle. Cette technique est utilisée depuis la fin du siècle dernier (1889). Mais ce n'est qu'en 1906 qu'elle a été généralisée, elle est connue aussi par la méthode de LLOYD DAVIS, c'est une méthode qui a fait ses preuves surtout pour les bassins urbains de faible surface.

Ce n'est pas à proprement parler une méthode de simulation car elle est basée sur une approximation pondérée par les temps de parcours du débit de pointe de l'hydro gramme.

Cette approximation nous donne donc l'ordre de grandeurs des débits à véhiculer mais ne peut prévoir toutes les situations critiques.

La méthode rationnelle permet de calculer chaque débit de dimensionnement du réseau de drainage en commençant en tête du bassin:

La méthode rationnelle s'exprime par la formule (IV.4) suivante :

$$Q = \alpha \cdot Cr \cdot i \cdot A \quad (IV.4)$$

Avec :

Q : Débit maximum de ruissellement

A : Superficie de l'aire à drainer (ha)

Cr : Coefficient de ruissellement

i : Intensité de précipitation (l/s/ha)

$\alpha$  : Coefficient correcteur de l'intensité tenant compte de la distribution de la pluie dans l'espace, dont sa détermination est en fonction de la forme du bassin et suivant le tableau (ANNEXE)

#### VI.2.1.1. Hypothèses de la méthode rationnelle :

Les hypothèses de base sont les suivantes :

- L'intensité de l'averse en mm/h est uniforme, dans le temps et dans l'espace, sur l'ensemble du bassin drainé.

- Le débit de pointe  $Q_p$  en m<sup>3</sup>/s de l'hydro gramme de ruissellement est une fonction du débit précipité  $i$ ,  $A$ .

- L'intervalle de la récurrence du débit de pointe  $Q_p$  est le même que celui de l'averse d'intensité uniforme  $i$ .

-En fin, le coefficient de ruissellement est invariable d'une averse à l'autre.

### VI.2.1.2. Validité de la méthode rationnelle :

Cette méthode est utilisée pour des surfaces limitées (généralement inférieures à 10 ha) le résultat est encore plus fiable du fait de la bonne estimation du coefficient de ruissellement, ainsi elle est applicable pour des zones où le temps de concentration ne dépasse pas 30 minutes. Par contre, elle n'est pas susceptible d'être utilisée pour les zones étendues, car les calculs deviendraient fastidieux.

Il faut délimiter l'aire totale à assainir afin d'y tracer le schéma d'ossature. Ensuite, il convient d'étudier les subdivisions correspondant aux sous bassins d'apport avec toutes les caractéristiques concernant : Les surfaces, les longueurs, les pentes, les coefficients de ruissellement moyens et pondérés, ...etc.

### V.2.2. Méthode superficielle [4]:

Cette méthode a été proposée par **M. CAQUOT** en 1949. Elle tient compte de l'ensemble des paramètres qui influent sur le ruissellement, elle se traduit par l'équation suivante :

$$Q(f) = K^u \cdot I^v \cdot C_r^{\frac{1}{u}} \cdot A^{\frac{w}{u}} \quad (\text{IV. 9})$$

Où :

Q (f) : Débit pluvial de fréquence f ; f=90%. (m<sup>3</sup>/s)

K, u, v, w : Coefficients d'expression.

I : Pente moyenne du collecteur du sous bassin considéré. (m/m).

C<sub>r</sub> : Coefficient de ruissellement.

A : Surface du sous bassin considéré (ha).

Les coefficients d'expression K, u, v, w sont donnés par les relations :

$$K = \frac{(0,5)^{b(f)} \cdot a(f)}{6.6} \quad (\text{IV. 10})$$

$$v = -0,41b(f) \quad (\text{IV. 11})$$

$$u = 1 + 0,287b(f) \quad (\text{IV. 12})$$

$$w = 0,95 + 0,507b(f) \quad (\text{IV.13})$$

a (f) et b (f) sont des paramètres de la relation :

$$i(t, f) = a(f)t^{b(f)} \quad (\text{IV.14})$$

Où :

i (t, f) : Intensité de pluie de durée t et de fréquence f.

La pente moyenne du collecteur du sous bassin considéré est donnée par la relation :

$$I = \frac{C_{am} - C_{av}}{L} \quad (\text{IV.15})$$

C<sub>am</sub> : cote amont du collecteur (m) ;

C<sub>av</sub> : cote aval du collecteur (m) ;

L : longueur du collecteur (m) ;

Dans le cas où le tracé présente des déclivités, on divise le parcours « L » du collecteur en tronçons et on détermine la longueur et la pente moyenne de chacun séparément, puis on détermine la pente équivalente pour des tronçons placés en série, en utilisant la formule suivante :

$$I_{éq} = \left[ \frac{\sum_{i=1}^N L_i}{\sum_{i=1}^N \left( \frac{L_i}{\sqrt{I_i}} \right)} \right]^2 \quad (IV.16)$$

$L_i$  : distance partielle du tronçon  $i$  ;

$I_i$  : pente du tronçon  $i$  ;

$N$  : nombre des tronçons.

En outre, si les tronçons sont placés en parallèles, on utilise la formule suivante pour calculer la pente moyenne équivalente :

$$I_{éq} = \left[ \frac{\sum_{i=1}^N I_i Q_i}{\sum_{i=1}^N Q_i} \right]^2 \quad (IV.17)$$

$I_i$  : pente du tronçon  $i$  ;

$Q_i$  : débit du tronçon  $i$  ;

$N$  : nombre des tronçons.

### Remarque :

La valeur du débit  $Q_{(f)}$  correspond à une valeur brute, celle – ci doit tenir compte d'un coefficient  $m$  d'où :

$$Q_{(f) \text{ corrigé}} = m Q_{(f) \text{ brute}} \quad (IV.18)$$

Avec :

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

$$m = \left( \frac{M}{2} \right)^{\frac{0.84.b(f)}{1+0.287.b(f)}} \quad (IV.19)$$

Et  $M$  : coefficient d'allongement  $M = \frac{L}{\sqrt{A}}$

Où :  $L$  : longueur du plus long parcours hydraulique en (m)

A : surface du bassin considéré en (m<sup>2</sup>)

**V.2.2.1. Formules D'équivalences :**

L'application de la méthode de Caquot à un ensemble de bassins versants hétérogènes placés en série ou en parallèle.

Il est en effet nécessaire de rechercher les caractéristiques du bassin versant équivalent, le tableau suivant fourni les règles d'assemblage à utiliser, sachant que dans certains cas des anomalies peuvent apparaître.

**Tableau (IV-7) : Détermination des paramètres équivalents dans le cas de l'assemblage des bassins versants en série ou en parallèle.**

Paramètres équivalents	S <sub>éq</sub>	C <sub>éq</sub>	I <sub>éq</sub>	M <sub>éq</sub>
Bassins en série	$\sum S_i$	$\frac{\sum C_i S_i}{\sum S_i}$	$\left[ \frac{\sum L_i}{\sum \frac{L_i}{\sqrt{I_i}}} \right]^2$	$\frac{\sum L_i}{\sqrt{\sum S_i}}$
Bassins en parallèle	$\sum S_i$	$\frac{\sum C_i S_i}{\sum S_i}$	$\frac{\sum I_i \cdot Q_{pi}}{\sum Q_{pi}}$	$\frac{L(t_c \max)}{\sqrt{\sum S_i}}$

**V. 5.2.2. Validité de la méthode superficielle :**

Elle est valable pour les limites d'application suivantes :

- une superficie totale < 200 ha
- la pente doit être comprise entre (0.2 < I < 5) %
- le coefficient de ruissellement (0.2 < Cr < 1)
- le coefficient d'allongement (M > 0.8)

**V.3. Choix de la méthode de calcul :**

Selon les limites de chacune de ces méthodes, nous choisissons la méthode rationnelle pour l'évaluation des débits pluviaux, car elle est mieux adoptée aux critères de notre zone d'étude.

**V.3.1-Application de la méthode rationnelle :**

**V.3.1-1-temps de concentration [1]:**

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

$$t_1 = \frac{L}{v}$$

Avec : L: Parcours amont en égout (m).

v : vitesse d'écoulement en pleine section (m/s).

t2 : le temps mis par l'eau ruisselant des toits, aires, Pour atteindre la bouche d'égout la plus proche, en général on prend  $t_2 = (2\text{ à }20 \text{ mn})$ .

t3 : le temps mis par l'eau pour ruisseler dans les parcours superficiels.

$$t_3 = \frac{L}{11\sqrt{I}}$$

Avec :

L : Longueur d'écoulement.

I : Pente considérée (m / m) Pour notre périmètre d'étude, il s'agit d'un bassin versant urbanisé qui doit comporter des canalisations d'évacuation.

Alors le temps de concentration sera donné par :

$$t_c = t_1 + t_2$$

Afin de simplifier l'application de la méthode, on admettra un temps de circulation superficielle pour atteindre le premier ouvrage d'engouffrement de 10 mn.

### **Evaluation le coefficient d'uniformité a [1] :**

C'est un coefficient déterminé expérimentalement qui tient compte de la répartition irrégulière des pluies courtes de fort intensité.

Supposant un bassin versant assimilé à un rectangle de longueur « X » de largeur moyenne « Y » drainé par un collecteur

Tableau V.3 : Evaluation les valeurs de «  $\alpha$  »

SB	P-2 (m)	x (m)	y (m)	x/2 (m)	$\alpha$ .
1	125	641	329	320,5	0,9
2	173	604	523	302	0,9
4	198	714	543	357	0,9
11	167	673	107	336,5	0,91
9	309	846	412	423	0,88
12	194	609	698	304,5	0,9

Tableau V.4 : Evaluation des débits d'eau pluviale.

Sous bassin	S (Ha)	Cri	$\alpha$ .	I (l/s/ha)	Q pl (l/s)	Q pl (m3/s)
1	21,03	0,58	0,9	119	1306,34	1,31
2	22,92	0,56	0,9	119	1374,65	1,37
3	9,97	0,39	1	119	462,71	0,46
4	26,36	0,53	0,9	119	1496,27	1,50
5	15,81	0,61	1	119	1147,65	1,15
6	14,46	0,64	1	119	1101,27	1,10
7	9,69	0,53	1	119	611,15	0,61
8	16,93	0,63	1	119	1269,24	1,27
9	29,6	0,61	0,88	119	1912,31	1,91
10	14,67	0,59	1	119	1029,98	1,03
11	20,59	0,52	0,91	119	1146,70	1,15
12	24,26	0,42	0,9	119	1091,26	1,09

### V .3. Evaluation des débits totaux :

*Tableau V.5 : Evaluation des débits totaux.*

N° de sous bassins	Débits d'eau pluviale (m <sup>3</sup> /s)	Débits d'eau usée (m <sup>3</sup> /s)	Débits totaux (m <sup>3</sup> /s)
1	1,306	0.017	1,33
2	1,375	0.018	1,40
3	0,463	0.006,	0,47
4	1,496	0.019	1,52
5	1,148	0.015	1,16
6	1,101	0.013	1,12
7	0,611	0.009	0,62
8	1,269	0.015	1,29
9	1,910	0.023	1,94
10	1,030	0.012	1,05
11	1,147	0.015	1,17
12	1,091	0.19	1,11

### Conclusion :

La présente phase (évaluation des débits) a eu pour résultat la quantification du débit à évacuer. Ces débits incluent les débits d'eaux usées et d'eaux pluviales. D'après les valeurs des débits obtenues, on constate que les débits d'eaux usées ne représentent qu'une faible fraction des débits pluviaux. Aussi on signale que la ville d'ELOURICIA ne comporte aucune unité industrielle, d'où les eaux usées d'origine industrielles n'ont pas été quantifiées.

## Introduction :

Le calcul hydraulique constitue une étape clé puisqu'elle conditionne le bon fonctionnement du réseau, de manière durable. Ses objectifs principaux sont :

- d'anticiper au mieux les éventuelles extensions du réseau en amont ;
- d'appliquer les conditions d'autocurage (vitesse minimale et donc pente minimale) permettant d'éviter les obstructions, la formation d'H<sub>2</sub>S et leurs conséquences ;
- d'éviter les mises en charge et les débordements en assurant la protection du milieu contre la pollution selon sa sensibilité.

Le calcul hydraulique du réseau consiste à dimensionner les ouvrages, en tenant compte des perspectives d'évolution de la collecte et du degré de protection contre les inondations.

Une fois que la totalité des débits est déterminée, on passe au dimensionnement proprement dit des ouvrages principaux tout en respectant certaines normes d'écoulement.

### V.1. Conditions d'implantation des réseaux :

L'implantation des réseaux est étudiée en donnant aux canalisations amont des pentes permettant l'autocurage.

La profondeur des ouvrages doit permettre le raccordement des immeubles riverains au moyen de branchements. En général, le drainage des caves et sous sols est exclu, dans la mesure où cette position entraînerait un approfondissement excessif du réseau.

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

### V.2. Conception du réseau d'assainissement :

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

Les collecteurs sont définis par leur :

- Emplacement (en plan).
- Profondeur.
- Diamètres (intérieur et extérieur).
- Pente.
- Leur joint et confection

Les regards de visite et de jonction sont également définis par leur.

- Emplacement (en plan).
- Profondeur.
- Côtes.

### V.3. Conditions d'écoulement et de dimensionnement

Le système d'évacuation adopté dans notre projet est un système gravitaire. Ce dernier est caractérisé par un écoulement uniforme et à surface libre ;il doit aussi assurer une vitesse permettant l'auto curage tout en évitant la dégradation des conduites.

La vitesse d'auto curage qui empêchera les dépôts de sable, dans les collecteurs est de l'ordre de :

- 0,6 m/s au moins pour le un dixième du débit de pleine section.
- 0,3 m/s au moins pour le un centième du débit de pleine section.

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

Il est déconseillé de dépasser des vitesses de l'ordre de (4 à 5) m / s au dessus de laquelle les parois internes des conduites seront soumises à une forte érosion compte tenu du fait que les eaux sont chargées.

### VI.4. Mode de calcul

Avant de procéder au calcul hydraulique du réseau d'assainissement en gravitaire, on considère l'hypothèse suivante :

- L'écoulement est uniforme à surface libre, le gradient hydraulique de perte de charge est égal à la pente du radier.
- La perte de charge engendrée est une énergie potentielle égale à la différence des côtes du plan d'eau en amont et en aval.

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

Pour le dimensionnement de notre réseau, on utilise la formule qui nous donne la vitesse moyenne. Si on choisit la formule de Manning, la vitesse en (m/s) est déterminée par l'expression :

$$V = K_s R^{2/3} \sqrt{I_i} \quad (VI.1)$$

Où :

$I_i$  (m / m) : Pente motrice nécessaire à l'écoulement d'un débit  $Q$  donné.

$R_h$  (m): Rayon hydraulique.

$K_s$ : Coefficient de rugosité dépend de la nature des parois.

Avec :

Ks pour le PVC égale à 100 et pour les conduites en béton, égale à 90.

Et on tire l'expression du débit :

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

D'où le diamètre de pleine section est calculé par la formule :

$$D_{cal} = \left( \frac{3,2036 Q_i}{K_s \cdot \sqrt{I_i}} \right)^{3/8} \quad (\text{VI.3})$$

On calcule le débit à pleine section et la vitesse à pleine section. Ensuite on calcule le rapport :

$$R_Q = \frac{Q}{Q_{ps}} \quad (\text{VI.4})$$

Puis on détermine les rapports  $R_v$  et  $R_h$

$$\text{rapport des vitesses} \quad R_v = \frac{v}{V_{ps}} \quad (\text{VI.5})$$

$$\text{rapport des hauteurs} \quad R_h = \frac{h}{D} \quad (\text{VI.6})$$

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

V : Vitesse d'écoulement en (m/s).

h : Hauteur de remplissage dans la conduite en (m).

D: diamètre normalisé de la conduite en (mm).

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

V<sub>ps</sub> : Vitesse à pleine section en (m/s)

Pour le calcul hydraulique, on a utilisé un programme de calcul sous Excel.

Le programme de calcul est basé sur les relations précédentes, dont l'organigramme est dans Organigramme du programme- ANNEXE.

Avec :

- Tron: tronçon
- $C_{am}$  : cote terrain amont (m) ;
- $C_{av}$  : cote terrain aval (m)
- L: longueur de conduite entre deux regards (m) ;
- I : pente (m/m);
- $Q_{ps}$ : débit à pleine section (l/s) ;
- $V_{ps}$  : vitesse à pleine section (m/s) ;
- $D_{cal}$ : diamètre calculé (cm) ;
- $D_{cal}$ : diamètre normalise (cm) ;
- $R_q$  : rapport des débits ;
- $R_h$  : rapport des hauteurs ;
- $R_{h,min}$  : rapport des hauteurs minimal ;
- $R_v$  : rapport des vitesses ;
- $R_{v,min}$  : rapport des vitesses minimal ;
- $V_{min}$  : vitesse minimal (m/s)
- $H_{min}$  : hauteur minimal
- V : vitesse réel d'écoulement (m/s).

### VI.5 Discussion des résultats et proposition des cas de solution :

Dans le but de vérifier si le réseau existant est capable de reprendre les eaux usées et les eaux pluviales, nous avons mené l'étude suivante :

Avec :

**NE** : nouvelle extention

**IN** : insuffisante

**RN** : rénover

Tableau VI.1 : Résultats de la conduite principale B.

	tronçons	Dnor(mm)	Dexi	Remarque	Maté
CL –B	R41-R42	500		N E	Pvc
	R42-R43	500		N E	Pvc
	R43-R44	500		N E	Pvc
	R44-R45	500		N E	Pvc
	R45-R46	600	300	IN-RN	Pvc
	R46-R47	600	300	IN-RN	Pvc
	R47-R48	800	300	IN-RN	Pvc
	R48-R49	800	300	IN-RN	Pvc
	R49-R50	1000	300	IN-RN	Béton
	R50-R51	1000	300	IN-RN	béton
	R51-R52	1000	300	IN-RN	béton
	R52-R53	1000	300	IN-RN	béton
	R53-R54	1000	300	IN-RN	béton
	R54-R55	1000	300	IN-RN	béton
	R55-R56	1000	300	IN-RN	béton
	R56-R57	1000	300	IN-RN	béton
	R57-R58	1200	300	IN-RN	béton
	R58-R59	1200	300	IN-RN	béton
	R59-R60	1200	300	IN-RN	béton
	R60-R61	1200	300	IN-RN	béton
	R61-R62	1200	300	IN-RN	béton
	R62-R63	1500	300	IN-RN	béton
	R63-R64	1500	300	IN-RN	béton
	R64-R65	1500	300	IN-RN	béton
R65-R66	1500	300	IN-RN	béton	
R66-DO2	1500	300	IN-RN	béton	

Tableau VI.2 : Résultats de la conduite principale C.

SB-05					
	tronçons	Dnor(mm)	Dexi	Remarque	maté
CL-C	R67-R68	500	300	IN-RN	PVC
	R68-R69	500	300	IN-RN	PVC
	R69-R70	500	300	IN-RN	PVC
	R70-R71	500	300	IN-RN	PVC
	R71-R72	500	300	IN-RN	PVC
	R72-R73	500	300	IN-RN	PVC
	R73-R74	600	400	IN-RN	PVC
	R75-R76	600	400	IN-RN	PVC
	R76-R77	600	400	IN-RN	PVC
	R77-R78	800	400	IN-RN	PVC
	R78-R79	800	400	IN-RN	PVC
	R79-R80	800	400	IN-RN	PVC
	R80-R74	800	400	IN-RN	PVC
	R74-R81	1000		NE	béton
	R81-R82	1000		NE	béton
	R82-R83	1000		NE	béton
	R83-R84	1000		NE	béton
	R84-R85	1000		NE	béton
	R85-R86	1000		NE	béton
	R86-R87	1000		NE	béton
R87-	1000		NE	béton	

Tableau VI.3 : Résultats de la conduite principale D.

SB-8					
	tronçons	Dnor(mm)	Dexi	Remarque	maté
CL-D	R89-R90	500	400	IN-RN	PVC
	R90-R91	600	400	IN-RN	PVC
	R91-R92	600	400	IN-RN	PVC
	R92-R93	800	400	IN-RN	PVC
	R93-R94	800	400	IN-RN	PVC
	R94-R95	800	400	IN-RN	PVC
	R96-R97	800	400	IN-RN	PVC
	R98-R99	800	400	IN-RN	PVC
	R99-R96	800	400	IN-RN	PVC
	R96-R100	800	400	IN-RN	PVC
	R100-R101	800	400	IN-RN	PVC
	R101-R102	800	400	IN-RN	PVC
	R102-R103	800	400	IN-RN	PVC
	R103-R104	800	400	IN-RN	PVC
	R104-R105	1000	400	IN-RN	Béton
	R105-R106	1000		NE	Béton
	R106-R107	1000		NE	Béton
	R107-R108	1000		NE	Béton
R108-R109	1000		NE	Béton	

Tableau VI.4 : Résultats de la conduite principale E.

SB-07-09					
	tronçons	Dnor(mm)	Dexi	Remarque	maté
CT-E	R109-R110	500		NE	PVC
	R110-R111	500		NE	PVC
	R111-R112	500		NE	PVC
	R112-R113	500		NE	PVC
	R113-R114	500		NE	PVC
	R114-R115	800		NE	PVC
	R115-R116	800		NE	PVC
	R116-R117	800		NE	PVC
	R117-R118	800		NE	PVC
	R118-R119	800		NE	PVC
	R119-R120	800	300	IN-RN	PVC
	R120-R121	800	300	IN-RN	PVC
	R-121-R122	800	400	IN-RN	PVC
	R122-R123	800	400	IN-RN	PVC
	R-123-R124	800	400	IN-RN	PVC
	R124-R125	800	400	IN-RN	PVC
	R125-R126	800	400	IN-RN	PVC
	R126-R127	800	400	IN-RN	PVC
	R127-R128	800	400	IN-RN	PVC
	R128-R129	800	400	IN-RN	PVC
	R129-R130	800	400	IN-RN	PVC
	R130-R131	800	400	IN-RN	PVC
	R131-R132	800	400	IN-RN	PVC
	R132-R133	800	400	IN-RN	PVC
	R133-R134	800	400	IN-RN	PVC
	R134-R135	800	400	IN-RN	PVC
	R135-R136	1000	400	IN-RN	Béton
	R136-R137	1000	400	IN-RN	Béton
	R137-R138	1000	400	IN-RN	Béton
	R138-R139	1000	400	IN-RN	Béton
	R139-R140	1000	400	IN-RN	Béton
	R140-R141	1200	400	IN-RN	Béton
	R141-R142	1200	400	IN-RN	Béton
	R142-R143	1200	400	IN-RN	Béton
R143-R144	1200	400	IN-RN	Béton	
R144-R145	1200	400	IN-RN	Béton	
R145-R146	1200	400	IN-RN	Béton	
R146-R147	1200	400	IN-RN	Béton	
R147-R148	1200	400	IN-RN	Béton	
R148-R149	1200	400	IN-RN	Béton	
R149-R150	1200	400	IN-RN	Béton	
R150-R151	1200		NE	Béton	
R151-R152	1200		NE	Béton	
R152-R153	1200		NE	Béton	
R153-R154	1200		NE	Béton	
R154-	1200		NE	Béton	

Tableau VI.5 : Résultats de la conduite principale F (suite).

	SB-11				
	tronçons	Dnor(mm)	Dexi	Remarque	maté
CL-F	R155-R156	500		NE	PVC
	R156-R157	600	400	IN-RN	PVC
	R157-R158	600	400	IN-RN	PVC
	R158-R159	600	400	IN-RN	PVC
	R159-R160	600	400	IN-RN	PVC
	R160-R161	800	400	IN-RN	PVC
	R161-R162	800	400	IN-RN	PVC
	R162-R163	800	400	IN-RN	PVC
	R163-R164	800	400	IN-RN	PVC
	R164-R165	800	400	IN-RN	PVC
	R165-R166	1000	500	IN-RN	béton
	R166-R167	1000	500	IN-RN	béton
	R167-R168	1000	600	IN-RN	béton
	R168-R169	1000	800	IN-RN	béton
	R169-R170	1000	800	IN-RN	béton
	R170-R171	1000	800	IN-RN	béton
	R171-R172	1000	800	IN-RN	béton
	R172-R173	1200		NE	béton
	R173-R174	1200		NE	béton
	R174-R175	1200		NE	béton
	R175-R176	1200		NE	béton
	R176-R177	1200		NE	béton
	R177-R178	1200		NE	béton
R178-R179	1200		NE	béton	
R179-R180	1200		NE	béton	
R180-R181	1200		NE	béton	
R181-	1200		NE	béton	

Tableau VI.6 : Résultats de la conduite principale G.

	SB-10 ET 12				
	tronçons	Dnor(mm)	Dexi	Remarque	maté
CL -G	R182-R183	500		NE	PVC
	R183-R184	600		NE	PVC
	R184-R185	600		NE	PVC
	R185-R186	800		NE	PVC
	R186-R187	800		NE	PVC
	R187-R188	800		NE	PVC
	R188-R189	800	400	IN-RN	PVC
	R190-R191	800	400	IN-RN	PVC
	R191-R192	800	400	IN-RN	PVC

Suite Tableau VI.6 : Résultats de la conduite principale G (suite).

SB-10 ET 12					
CL-G	R192-R193	800	400	IN-RN	PVC
	R193-R194	800	400	IN-RN	PVC
	R194-R195	800	400	IN-RN	PVC
	R195-R196	800	400	IN-RN	PVC
	R196-R197	800	400	IN-RN	PVC
	R197-R198	800	400	IN-RN	PVC
	R198-R199	800	400	IN-RN	PVC
	R199-R200	1000	300	IN-RN	Béton
	R201-R202	1000	300	IN-RN	Béton
	R202-R203	1000	300	IN-RN	Béton
	R203-R204	1000	300	IN-RN	Béton
	R204-R205	1000	300	IN-RN	Béton
	R205-R20+	1000	300	IN-RN	Béton
	R206-R207	1000	300	IN-RN	Béton
	R207-R208	1200	400	IN-RN	Béton
	R208-R209	1200	400	IN-RN	Béton
	R209-R210	1200	400	IN-RN	Béton
	R210-R211	1200	400	IN-RN	Béton
	R211-R212	1200	400	IN-RN	Béton
	R212-R213	1200	400	IN-RN	Béton
	R213-R214	1200	400	IN-RN	Béton
	R214-R215	1200	400	IN-RN	Béton
	R215-R216	1200	400	IN-RN	Béton
R216-R217	1200	400	IN-RN	Béton	
R217-R218	1200	400	IN-RN	Béton	
R218-R219	1200	400	IN-RN	Béton	
R219-R220	1500	400	IN-RN	Béton	
R221-R222	1500	400	IN-RN	Béton	
R222-R223	1500	400	IN-RN	Béton	
R223-R224	1500	400	IN-RN	Béton	
CL-G	R224-R225	1500	400	IN-RN	Béton
	R225-R226	1500	400	IN-RN	Béton
	R226-R227	1500	400	IN-RN	Béton
	R227-R228	1500	400	IN-RN	Béton
	R228-R229	1500	400	IN-RN	Béton
	R229-R230	1500	400	IN-RN	Béton
	R230-R231	1500	400	IN-RN	Béton
	R231-R232	1500	400	IN-RN	Béton
	R232-R233	1500	400	IN-RN	Béton
	R233-R234	1500	400	IN-RN	Béton
	R234-R235	1500	400	IN-RN	Béton
	R235-R236	1500	400	IN-RN	Béton
	R236-R237	1500	400	IN-RN	Béton
	R237-R238	1500		NE	Béton
	R238-	1500		NE	béton

**Remarque :****Pour le sous bassin « 06 » :**

Il faut faire une entretien sur les collecteurs secondaires et pour le raccordement dans l'interception voire le tableau suivant.

*Suite Tableau VI.7 : Résultats de la conduite principale SB 06*

Tronçon	Q calculé (m <sup>3</sup> /s)	Diam. théo (mm)	Diam (mm)	Pente (%)	V = Q/S (m/s)	r Q (Q/Qps)	r V	r H	H calculée (mm)	V calculée (m/s)	V Qps/10 (m/s)	V Ps (m/s)	Q Ps (m <sup>3</sup> /s)	AC
R217-R218	1.120	525	600	4.00	4.10	0.73	1.09	0.64	376	6.10	3.07	5.58	1.526	V
R218-R219	1.120	528	600	4.00	4.10	0.73	1.09	0.64	376	6.10	3.07	5.58	1.526	V

**Conclusion :**

On remarque que d'après les tableaux de calcul hydraulique fait pour assurée un bon fonctionnement de réseau et pour gardée la pente et la vitesse dans les norme on a crée des chuts et entre les radier des regards dans les collecteurs a forte pente et le choix des matriaux ce fais selon les vitesse et les pentes .

et après la comparaison des valeurs des diamètres obtenus avec celles des diamètres du réseau existant, que tout les conduite principale a rénover par ce que tançons sont sous dimensionnés, néanmoins les collecteurs secondaires et tertiaires peuvent être gardés.

Donc on peut dire que le remplacement des collecteurs projetés va résoudre les problèmes existants. L'autocurage est vérifié, et son fonctionnement en périodes sèches est bon, et en saison des pluies le réseau fonctionnent normalement (pas de mise en charge).

## Introduction :

Dans une large mesure, les services à attendre d'un réseau d'assainissement en exploitation dépendent des dispositions adoptées pour les ouvrages annexes disposés en propriété privée et pour les ouvrages annexes publics. Trop souvent, l'entretien, s'il n'a pas été prévu au moment de la conception des ouvrages, risque en effet d'être négligé.

Les réseaux d'évacuation sont constitués par des canalisations enterrées en matériaux impuantes et résistants. L'ensemble doit être étanche pour ne pas polluer l'environnement.

Sur leur tracé les réseaux comportent :

- Un collecteur principal
- Les raccordements au collecteur principal
- les entrées d'eaux (avaloirs, regards à grilles) recueillant les eaux de surface.
- Des regards pour la visite et le curage, qui sont situés aux intersections, aux coudes et a intervalles réguliers sur les portions droites du réseau
- Des accessoires (séparateurs d'hydrocarbure, bacs à graisses, séparateurs d'orage, éléments de décantation) d'interception de tout ce qui pourrait obstruer ou endommager les canalisations, et de tout ce qui présente un danger en aval.
- Des siphons de chasse pour les canalisations à pente trop faibles.
- Des stations de relevage.

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

- Une évacuation correcte et rapide sans stagnation des eaux de pluie
- Le transport des eaux usées susceptibles de provoquer une pétrification, (odeur) dans les conditions d'hygiène favorable.

### VII.1. Ouvrages principaux :

Les ouvrages principaux comprennent :

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

L'utilisation des conduites circulaires est réservée aux faibles sections. La forme circulaire est simple à fabriquer. Elle peut être utilisée pour les grandes sections avec certains inconvénients :

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

#### VII.1.1. Canalisations :

Elles se présentent sous plusieurs formes cylindriques préfabriquées en usine. Elles sont désignées par leurs diamètres intérieurs, dites diamètres nominaux exprimés en millimètre, ou

ovoïdes préfabriqués désignés par leur hauteur exprimée en centimètre et, des ouvrages visitables.

### **VII.1.2 Matériau des canalisations :**

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

#### **VII.1.2.1 Conduite en fonte :**

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

#### **VII.1.2.2 Conduites en béton non armé :**

Les tuyaux en béton non armé sont fabriqués mécaniquement par procédé assurant une compacité élevée du béton. La longueur utile ne doit pas dépasser 2,50m. Ces types de tuyaux ont une rupture brutale, mais à moins que la hauteur de recouvrement ne soit insuffisante. Elle survient aux premiers âges de la canalisation. Il est déconseillé d'utiliser les tuyaux non armés pour des canalisations visitables.

#### **VII.1.3 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).

L'armature formant la conduite en béton armé se compose :  
De génératrices disposées en parallèle.

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

#### **VII.1.2.4. Conduites en grès artificiels :**

Le grès servant à la fabrication des tuyaux est obtenu à partie égale d'argile et de sable argileux cuit entre 1200°C à 1300°C .Le matériau obtenu est très imperméable. Il est inattaquable par les agents chimiques, sauf l'acide fluorhydrique. L'utilisation de ce type de canalisation est recommandée dans les zones industrielles.

#### **VII.1.2.5. Conduite en amiante ciment :**

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

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

#### **VII.1.2.6. Conduite en matières plastique :**

On distingue

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

Elles présentent les caractéristiques suivantes

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

#### **VII.1.3 Choix du type de canalisation :**

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

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

Pour notre projet, nous avons utilisé les conduites en PVC pour les petits diamètres ( $\Phi < 1000\text{mm}$ ) et cela pour les réseaux secondaires dans la ville, et des conduites en béton armé de profil circulaire lorsque le diamètre est supérieur à  $\Phi 1000$  et cela pour le réseau principale et l'émissaire.

Ce choix n'est pas arbitraire mais vu les avantages qu'elles présentent :

##### **VII.1.3.1. Pour les conduites en béton arme :**

- Etanchéité primordiale.
- Résistance aux attaques chimiques.
- Bonne résistance mécanique.
- Leur bonne stabilité dans les tranchées.
- Pose et assemblage facile.
- La disponibilité sur le marché national.

##### **VII.1.3.2. Pour les conduites en PVC :**

###### **a. Propriétés mécaniques et physiques :**

- Résistance à l'abrasion.
- Résistance aux charges extérieures.
- Résistance et réaction au feu.
- Tenue à la pression.
- É tanchéité.

**b. Propriétés chimiques :**

- Résistance à la corrosion et aux divers agents atmosphériques,
- Inertie chimique vis-à-vis du fluide transporté,
- Résistance à l'H<sub>2</sub>S (hydrogène sulfuré) et aux traitements chlorés. .

**c. Qualités économiques :**

- Pérennité : durée de vie supérieure à 50 ans,
- Compétitivité : facilité de mise en œuvre, simplicité d'entretien. .

**VII.1.4. Assemblage en PVC :****VII.1.4.1. Assemblage par collage à froid :**

Les conditions à respecter pour obtenir un collage satisfaisant sont :

- Dépoussiérer les parties à assembler à l'aide de papier de verre.
- Vérifier la présence de chanfrein à l'extrémité du bout mâle 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 mâle.
- Emboîter immédiatement les 2 éléments à fond (jusqu'à repère préalablement tracés) en poussant longitudinalement sans mouvement de torsion.
- Oter avec un chiffon propre l'adhésif superflu à l'extérieur du joint.
- 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 souillée).

**VII.1.4.2. Assemblage à joint :**

- Nettoyer soigneusement l'intérieur de la tête d'accouplement, ainsi que le bout mâle à introduire.
- Introduire le joint dans son logement.
- Tracer un repère sur le bout mâle coupe d'équerre et chanfreine.
- 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.

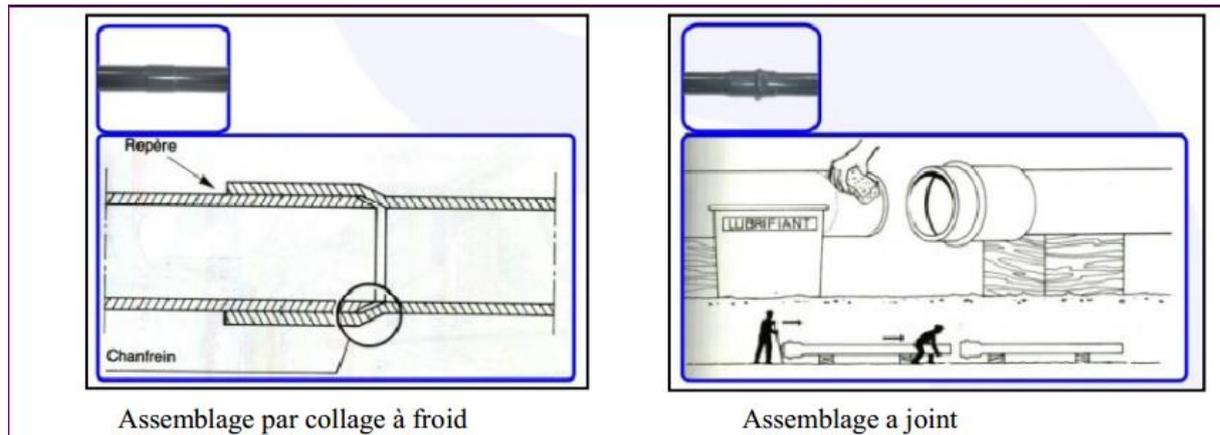


Figure VII.1 : Type d'assemblage en PVC

### VII.1.5 Les joints des conduites en béton :

Le choix judicieux des assemblages est lié à la qualité du joint. Ce dernier est en fonction de la nature des eaux et leur adaptation vis à vis de la stabilité du sol et, en fonction de la nature des tuyaux et de leurs caractéristiques (diamètre, épaisseur) Pour les tuyaux en béton armé on a différents types de joints à utiliser :

#### VII.1.5.1 Joint type Rocla :

C'est des joints à emboîtement ou l'étanchéité est assurée grâce à l'anneau en élastomère.

Ce joint s'adapte pour les terrains en pente grâce à l'immobilité d'un anneau placé dans son longueur ; Le jeu de 1cm permet le non transmission des contraintes longitudinales. Il est valable pour tous les diamètres.

Ce type de joint assure une très bonne étanchéité pour les eaux transitées.

#### VII.1.5.2 Joint à demi-emboîtement :

La liaison entre deux bouts se fait par bourrage de ciment, utilisé uniquement dans les terrains durs et pour la canalisation sans charge. Le déboîtement est très facile pour les terrains qui tassent et en pente.

#### VII.1.5.3 Joint torique :

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

#### VII.1.5.4 Joint à collet :

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

### VII.1.5.5 Joint plastique :

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

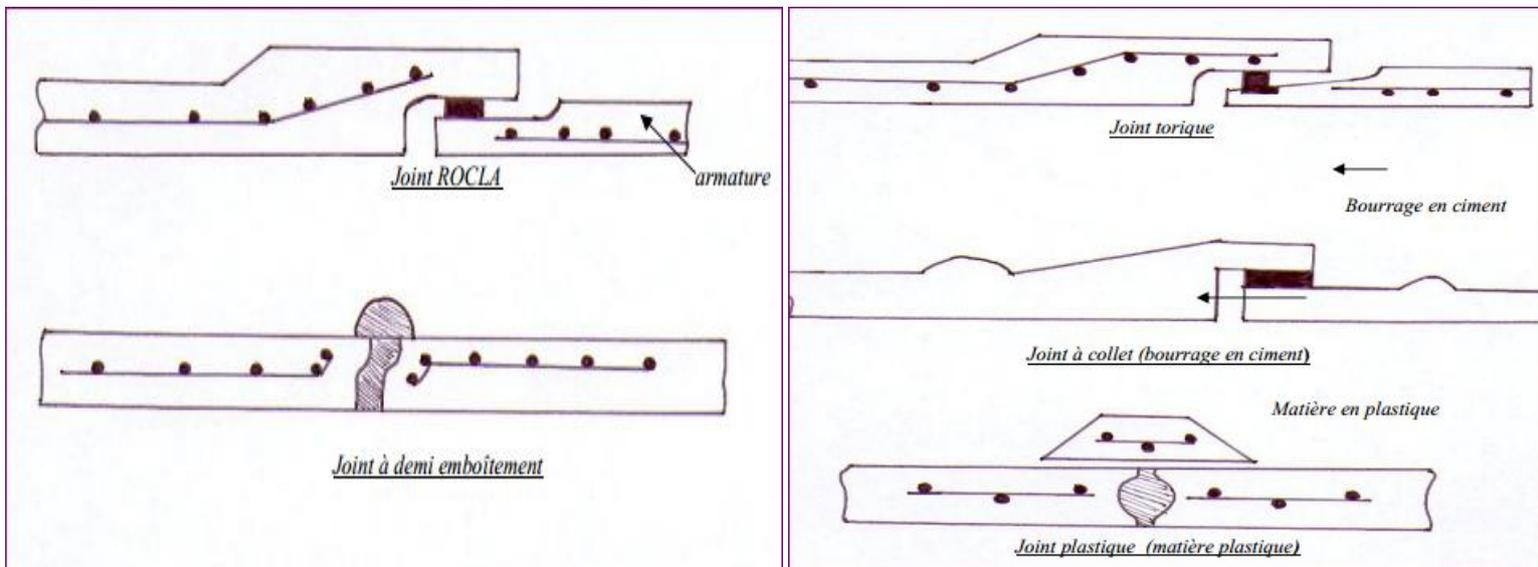


Figure VII.2 : Différents type de joints

### VII.1.6. Différentes actions supportées par la conduite :

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

#### VII.1.6.1. 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.

#### VII.1.6.2. Action statique :

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

#### VII.1.6.3. Action chimique :

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

### VII.1.7 Protection des conduites :

Le béton utilisé pour la fabrication des tuyaux et ouvrages d'assainissement subit des

formes d'agression ; sous l'aspect de corrosion chimique qui entraîne la destruction des canalisations ; sous l'aspect d'abrasion qui est une action physique non négligée du fait de faible résistance du matériau et compte tenu de la vitesse limite maximale des écoulements dans le réseau.

Pour cela les moyens de lutte peuvent se résumer comme suit :

- Les temps de rétention des eaux usées dans les canalisations doivent être réduits au maximum.
- L'élimination des dépôts doit s'opérer régulièrement, car ceux-ci favorisent le développement des fermentations anaérobies génératrices d'hydrogène sulfuré (H<sub>2</sub>S).
- Une bonne aération permet d'éviter les condensations d'humidité sur les parois et de réduire ainsi la teneur en H<sub>2</sub>S.
- Revêtement intérieur des conduites par du ciment limoneux ou du ciment sulfaté avec un dosage suffisant dans le béton (300 à 350 kg/m<sup>3</sup> de béton).
- Empêcher l'entrée des sables par l'implantation des bouches d'égout.

### **VII.1.8. Essais des tuyaux préfabriqués :**

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

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

#### **VII.1.8.1. Essai à l'écrasement :**

Les ouvrages doivent résister aux charges permanentes des remblais d'une part, aux surcharges dans les zones accessibles aux véhicules routiers d'autre part. Ce qui nous oblige de faire l'essai de l'écrasement.

L'épreuve à l'écrasement se fait par presse automatique avec enregistrement des efforts.

Ils doivent être répartis uniformément sur la génératrice supérieure de tuyau. La mise en marche est effectuée jusqu'à la rupture par écrasement. à une vitesse de 1000 daN/m de longueur et par minute. Cet essai permet de déterminer la charge de rupture.

#### **VII.1.8.2. Essai d'étanchéité :**

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

- a. à l'usine : la conduite est maintenue debout, remplie d'eau, la diminution du niveau d'eau ne doit pas dépasser 2cm en 24 heures.
- b. sur le chantier : l'un des trois essais suivants peut être envisagé.
  - L'essai à l'eau effectué pendant 30mn pour les faibles diamètres ; ainsi que pour les -joints, la pression est augmentée jusqu'à 3 bars.
  - L'essai à la fumée : cet essai ne peut être effectué qu'en absence de vent et que si la - conduite n'est pas humide.

-L'essai à l'air: Sous pression de 1 bar pendant 30 minutes, et sous une pression de 0,5 bar durant 3 minutes, Pour les conduites circulaires.

### **VII.1.8.3. Essai à la corrosion :**

Les conduites en béton sont les plus utilisées et les plus gravement corrodées par l'hydrogène sulfuré. La corrosion du béton commence par la baisse de ph superficiel suite au lessivage de la chaux en excès et à la carbonatation de la surface par le gaz carbonique. L'épreuve de corrosion se fait par l'addition de différents acides (acide chlorhydrique, acide nitrique, acide sulfurique). Après le lavage à l'eau douce et l'assèchement à l'étuve, on pèse l'échantillon. Les surfaces de la paroi interne ne doivent pas être altérées.

## **VII.2. Ouvrages annexes :**

Les ouvrages annexes ont une importance considérable dans l'exploitation rationnelle des réseaux d'égout .Ils sont nombreux et obéissent à une hiérarchie de fonction très diversifiée : fonction de recette des effluents, de fenêtres ouvertes sur le réseau pour en faciliter l'entretien, du système en raison de leur rôle économique en agissant sur surdimensionnements et en permettant l'optimisation des coûts.

Les ouvrages annexes sont considérés selon deux groupes :

- Les ouvrages normaux ;
- Les ouvrages spéciaux ;

### **VII.2.1. Ouvrages normaux :**

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

#### **VII.2.1.1. Branchements :**

Les branchements doivent assurer les meilleures conditions d'hygiène pour l'habitation tout en sauvegardant le bon fonctionnement du réseau de collecte.

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

Un branchement particulier comporte :

- le raccordement à l'immeuble avec éventuellement, si la longueur et la pente du branchement le justifient, un ouvrage dit « regard de façade » situé sous le domaine public.
- une canalisation;
- le raccordement à l'égout public.

Le raccordement du branchement à l'égout public se fera :

- soit directement (sur un égout visitable ou sur un regard);
- soit par l'intermédiaire d'une « culotte de raccordement »(dite aussi « tulipe ») adaptée à la nature de la canalisation lorsque les diamètres respectifs de la canalisation et du branchement le permettent;
- soit par l'intermédiaire d'une boîte de branchement.

**VII.2.1.2. Fossés :**

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

**VII.2.1.3. Caniveaux :**

Ce sont des ouvrages annexes de voirie destinés à la collecte des eaux pluviales provenant de la chaussée et éventuellement du trottoir s'il y en a un. Dans le cas de trottoir, ils sont constitués par une surface pavée ou une dalle préfabriquée et une bordure.

**VII.2.1.4. Bouches d'égout :**

Ce sont des ouvrages destinés à collecter en surface les eaux de ruissellement. Ils permettent par l'intermédiaire d'une canalisation d'acheminer ces eaux jusqu'à l'égout. Elles peuvent être classées d'après deux critères principaux :

La façon dont on recueille les eaux :

- bouches à accès latéral aménagées au bord des trottoirs;
- bouches à accès par le dessus situées sous les promenades, parcs de stationnement ou sous caniveaux dans le cas de trottoirs étroits ou particulièrement encombrés de câbles et de canalisations diverses ou en bordure des voies à forte pente.

La façon dont les déchets sont retenus :

- avec décantation;
- sans décantation (dans ce cas les bouches doivent être sélectives, c'est-à-dire comporter un panier amovible permettant d'arrêter les déchets).

**a. Bouches d'égout à accès latéral (ou avaloirs) :**

Ce sont des ouvrages à ouverture latérale largement dimensionnée. Ils sont préférables aux grilles de caniveaux assez fragiles, souvent glissantes, que l'apport des feuilles et déchets divers risque d'obstruer au début du ruissellement et de les rendre par suite inefficaces.

**b. Bouches d'égout à accès sur le dessus (bouches à grilles) :**

Ces ouvrages collectent les eaux de ruissellement au niveau du sol, en général en dehors de celles rassemblées dans les caniveaux de trottoirs.

Elles pourront dans les mêmes conditions que les bouches à avaloir être munies de puisards de décantation. Ceux-ci sont d'autant plus indispensables que le sol environnant est recouvert de sable ou de gravillons.

Il sera judicieux de placer ces bouches à grille en des points accessibles aux engins de curage et d'orienter les barreaux de grille perpendiculairement au sens de circulation.

**VII.2.1.5. Regards :****a. Généralité :**

Les regards sont en fait des fenêtres par les quelles le personnel d'entretien pénètre pour assurer le service et la surveillance du réseau. Ce type de regard varie en fonction de l'encombrement et de la pente du terrain ainsi que du système d'évacuation, et on distingue :

- Les regards simples : Destinés pour raccordement des collecteurs de mêmes diamètres ou de diamètres différents ;
- Les regards latéraux : Utilisés en cas d'encombrement du V.R.D ou collecteurs de diamètre important ;
- Les regards toboggan : En cas d'exhaussement de remous ;
- Les regards de chute : En cas de forte pente.

La distance entre deux regards est variable :

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

Sur les canalisations les regards doivent être installés :

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

### **b. Type des regards :**

On distingue différents types qui sont :

#### **b.1 Regard de visite :**

Ils sont de section circulaire et d'un diamètre intérieur minimal de 1 m. Ces regards sont destinés à l'entretien courant et le curage régulier des canalisations tout en assurant une bonne ventilation de ces dernières.

#### **b.2. Regard de ventilation :**

La présence d'air dans les égouts est la meilleure garantie contre la fermentation et la production du sulfure d'hydraulique gazeux ; la ventilation s'opère par :

- Les tampons des regards munis d'orifices appropriés ;
- Les tuyaux de chute qui doivent être prolongés jusqu'à l'air libre ;
- Les cheminées placées sur l'axe de la canalisation.

#### **b.3. 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 rad
- Une absence de reflux d'eau par temps sec
- Les niveaux d'eau des conduites doivent être à la même hauteur.

#### b.4 . 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. Ils sont généralement utilisés pour deux différ

##### -La chute verticale profonde :

Utilisée pour un diamètre faible et un débit important

##### -La chute toboggan :

Cette chute est utilisée pour des diamètres assez importants, elle assure la continuité d'écoulement et permet d'éviter le remous

#### c) Dimensionnement des regards de chute :

Le dimensionnement des regards de chute consiste à déterminer leur longueur « L » De la façon suivante ; le mouvement d'une particule est représenté par l'équation :

$$x = Vt \text{ (VI.1)}$$

$$y = (1/2) * g * t^2 \text{ (VI.2)}$$

Ou :

x : La longueur du regard (m).

Y : La différence de niveau entre les deux collecteurs (m) à partir de la cote du radier.

V : Vitesse maximal de la particule en amont juste avant la chute.

t : tempe de chute

Pour : Y=H, et : X=L, on obtient :

$$L = V * \sqrt{2 * \frac{y}{g}} \text{ (VI.3)}$$

Avec :

H : hauteur de la chute,

L : longueur d e la chambre de regard de chute.

Tableau VII .1: Les dimention des regards de chute .

CLT	N° regadr	H chute (m)	V (m/s)	L (m)
B	16	0,5	3,0	0,5
	34	1,5	3,6	1,5
	35	0,7	3,9	0,7
	36	0,7	3,8	0,7
	37	0,5	2,6	0,5
	38	1,2	3,4	1,2
	39	1,2	3,2	1,2
	40	4,2	4,0	4,2
	41	1,6	3,5	1,6
B	42	3,1	3,9	3,0
	43	1,6	4,3	2,4
	44	0,8	4,3	1,7
	47	2,1	3,6	2,3
	48	6,8	4,7	2,0
	49	0,9	4,3	1,9
	50	1,3	5,0	2,5
	51	1,5	2,2	1,2
	52	0,9	2,9	1,2
	53	2,2	3,8	2,5
	54	0,5	4,2	1,3
	55	0,7	4,4	1,6
	56	0,9	3,1	1,3
	58	0,6	3,0	1,1
	59	0,5	2,1	0,6
	60	0,9	2,7	1,2
	61	1,3	1,8	0,9
62	0,4	2,4	0,7	
63	1,1	3,4	1,6	
64	1,6	4,9	2,7	
65	0,7	3,9	1,4	
66	1,2	4,1	2,0	

Tableau VII.1 : Les dimension des regards de chute (suite).

CLT	N° regadr	H chute (m)	V (m/s)	L (m)
C	76	0,5	3,9	1,2
	77	0,7	2,9	1,1
	78	1,7	2,4	1,4
	81	0,9	2,2	0,9
	82	0,5	3,0	1,0
	84	0,9	4,2	1,8
	85	1,9	4,3	2,7
	86	5,1	4,1	4,1
	87	3,0	2,8	2,2
	88	2,2	2,8	1,9
D	93	0,2	2,2	0,4
	94	0,8	2,8	1,1
	95	1,1	2,9	1,4
	96	0,8	2,8	1,1
	97	0,7	3,1	1,2
	98	1,0	2,3	1,0
	99	1,2	2,7	1,3
	100	0,2	3,1	0,6
	101	1,1	3,3	1,5
	102	0,5	3,4	1,1
	103	1,5	3,6	2,0
	104	0,5	2,7	0,9
	105	4,3	4,4	4,1
	106	3,4	3,7	3,1
	107	2,0	2,5	1,6
108	1,0	2,7	1,2	
F	156	1,5	3,4	1,3
	157	1,3	2,9	1,5
	158	2,1	3,3	2,2
	159	3,0	2,2	2,6
	160	2,3	3,1	2,7
	161	1,6	2,7	1,5
	162	0,8	3,5	1,6
	163	1,1	3,4	1,7
	164	1,2	3,1	1,3
	165	0,5	3,7	0,5
	173	1,0	3,2	1,4
	174	1,5	3,6	2,0
	175	1,0	2,4	1,6
	176	1,0	2,9	1,8
	177	1,5	3,4	2,0
176	2,6	3,3	3,0	
178	2,0	4,0	2,0	
179	0,9	2,7	1,8	
180	1,3	4,0	1,8	
181	0,4	3,7	1,0	

Tableau VII.1 : Les dimention des regards de chute (suite).

CLT	N° regadr	H chute (m)	V (m/s)	L (m)	
E	110	0,4	3,0	0,8	
	111	1,6	3,2	1,8	
	112	0,8	3,5	1,4	
	115	2,0	1,2	2,8	
	116	1,0	4,4	1,6	
	119	1,8	2,9	1,7	
	120	0,5	4,2	1,3	
	121	2,4	4,7	3,2	
	122	3,3	5,5	4,4	
	123	2,5	4,8	3,4	
	124	2,6	5,1	3,6	
	125	2,5	5,3	3,7	
	126	2,2	5,3	3,6	
	127	1,5	4,5	2,5	
	128	1,2	4,9	2,4	
	129	0,8	5,3	2,2	
	130	0,9	4,6	2,0	
	131	0,5	5,7	1,9	
	133	1,0	3,9	1,7	
	135	0,5	2,5	0,8	
	136	1,0	3,7	1,7	
	137	0,7	3,3	1,2	
	138	0,5	3,6	1,2	
	141	0,4	3,4	1,0	
	142	0,2	2,9	0,6	
	143	1,0	3,3	1,5	
	144	0,8	2,2	0,9	
	145	0,8	3,1	1,3	
	146	0,8	2,7	1,0	
	147	0,9	3,5	1,4	
	148	1,3	3,4	1,8	
149	1,1	3,1	1,5		
150	0,3	3,7	0,9		
151	0,3	3,2	0,8		
152	0,3	3,6	0,9		
153	1,5	2,6	1,4		

CLT	N° regadr	H chute (m)	V (m/s)	L (m)	
G	192	1,9	3,7	2,3	
	193	2,0	2,6	1,6	
	194	1,1	3,8	1,8	
	195	0,8	4,2	1,6	
	196	0,8	3,3	1,3	
	197	0,8	2,8	1,1	
	198	0,9	2,7	1,1	
	199	1,9	2,3	1,4	
	200	0,4	4,1	1,2	
	201	0,7	2,6	0,9	
	202	0,4	4,4	1,3	
	203	0,3	4,9	1,2	
	207	0,9	2,2	0,9	
	208	0,4	4,5	1,3	
	209	1,5	3,4	1,9	
	210	2,0	3,8	2,4	
	211	2,5	4,2	3,0	
	212	2,1	5,9	3,8	
	213	2,0	4,7	3,0	
	214	1,3	6,2	3,2	
	215	1,5	3,7	2,0	
	216	0,3	3,1	0,7	
	217	0,1	3,7	0,6	
	218	0,2	3,3	0,7	
	219	0,4	3,6	1,0	
	220	0,6	3,6	1,2	
	221	0,7	2,9	1,1	
	222	0,6	3,2	1,1	
	223	0,3	3,6	0,9	
	224	0,4	2,9	0,8	
	232	0,0	3,7	0,0	
2333	0,5	3,7	1,2		
234	0,6	4,7	1,2		
235	2,2	3,5	3,1		
236	2,0	4,0	2,2		
237	5,5	7,2	7,6		

**Remarque :**

On remarque que les dimensions de certains regards de chute sont importantes, ce qui rend le projet très onéreux. Donc la chute libre des eaux sera dirigée par une conduite, d'où une chute forcée « diflecture ».

**VI.2.2. Ouvrages spéciaux :****VI.2.2.1. Déversoirs d'orage :**

Les déversoirs d'orage sont destinés à laisser passer, en direction du milieu récepteur le plus proche, une fraction importante du débit d'orage au-dessus d'un seuil prédéterminé correspondant en général au niveau supérieur de la tranche d'eau équivalente au débit des eaux usées (débit de pointe de temps sec) et de petite pluie.

Les déversoirs d'orage comporteront, en particulier, une chambre de partage dimensionnée hydrauliquement dont les seuils de déversement seront réglables pour permettre l'intervention sur le réseau, mais avec toutes les précautions voulues pour que les services d'exploitation ne les arasent pas trop bas par mesure de commodité.

**a. Emplacement des déversoirs d'orage :**

Ils sont placés :

- Avant la station d'épuration pour la régularisation du débit.
  - Au milieu du réseau pour réduire les diamètres des collecteurs, ou déchargé un collecteur
- Avant leurs projections il faut voir :
- Le milieu récepteur et son équilibre après le rejet des effluents dont il faut établir un degré de dilution en fonction du pouvoir auto épurateur du milieu récepteur.
  - La capacité et les surfaces des ouvrages de la station d'épuration pour éviter les surcharges et le mauvais fonctionnement.
- La topographie du site et La variations des pentes.

**b. Type des déversoirs :**

On distingue plusieurs types de déversoir mais les déversoir utilisés sont :

**b.1. Déversoir à seuil latéral :**

Dans le cas du déversoir à seuil latéral, le seuil est rectiligne et strictement parallèle à l'écoulement.

**b.1. Déversoirs à seuil frontal :**

Le seuil est alors rectiligne et perpendiculaire à l'écoulement. Parmi les déversoirs à seuils frontaux, on peut encore établir une sous-catégorie selon la présence ou non d'une contraction au niveau du seuil, selon la mise en charge de la conduite aval et selon l'orientation de cette même conduite par rapport à la crête.

**Remarque :**

Nous prévoyons donc de réaliser (05) déversoirs d'orage qui évacueront chacun une quantité des débits ; les deux premiers est de type frontale (DO1 –DO2) est les autres de type latéral sera placé Au milieu du lintercepteur pour réduire les diamètres des collecteurs, ou déchargé un collecteur.

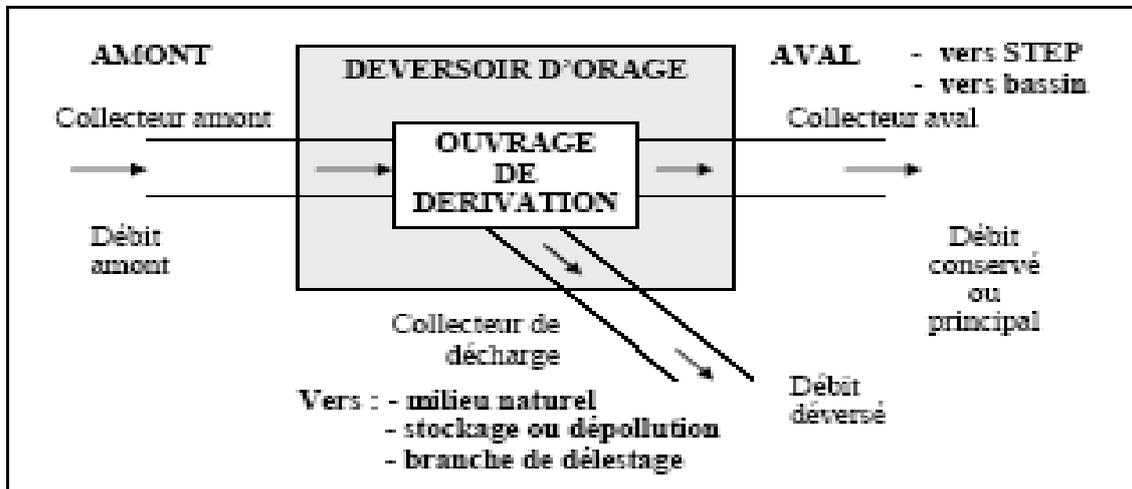


Figure VII.4 : Schéma de principe du déversoir d'orage.

**c) Dimensionnement de déversoir d'orage :**

Le dimensionnement d'un tel ouvrage commence par le choix du débit de référence et du débit amont maximal en fonction des objectifs de protection du milieu naturel, de la ville contre l'inondation, que doivent être assurés par les réseaux d'assainissement.

Au débit de référence, on dimensionne la géométrie de l'ouvrage de telle sorte qu'il n'y ait pas de déversement.

Ce calcul se fait en fonction des pentes et des formes des sections des canalisations en amont, en aval et au niveau du déversoir .Dans le cas des déversoirs à seuil, On dimensionne la hauteur de crête. Si le déversoir dispose d'un entonnement, celui-ci va influencer la hauteur de crête.

**Mode de calcul :**

Pour le calcul des déversoirs d'orage à frontale .

On doit adopter :

- Le débit total de dimensionnement qui est égal à la somme des débits en temps sec (QUS) et du débit pluvial (QP)

$$Q T= QP+ Q US \tag{VI-1}$$

- Débit de pointe transité vers le collecteur de rejet qui transporte les eaux vers la station d'épuration :

$$Qbd = 3.QUS \tag{VI-2}$$

- Le débit rejeté vers l'Oued:

$$QR = QT - QST \quad (VI-3)$$

- On détermine la valeur de la lame déversée (Hr)
- On détermine la longueur du seuil, déversant (L).

### Exemple de calcul :

#### Déversoirs d'orage type frontale DO1 :

Ce déversoir d'orage se placé au ala nouvelle extension de la ville sur le collecteur A, pour bute de déversée leau avant le collectée dans lintercepteur.

Les données de base sont les suivantes :

- ✚ Diamètre d'entrée :  $De = 1500 \text{ mm}$
- ✚ Débit total à l'entrée :  $Qt = 2.73 \text{ m}^3/\text{s}$
- ✚ Débit à pleine section :  $Qps = 6.64 \text{ m}^3/\text{s}$
- ✚ Débit de pointe allant vers la station d'épuration:  
 $QST = 3 \text{ QUS} = 0.123 \text{ m}^3/\text{s}$

#### Calcul du coefficient de retardement :

Le coefficient de retardement a pour but la diminution des débits pluviaux, cette diminution peut être prise en considération dans le dimensionnement des déversoirs d'orage.

$$Z = 1 - \frac{t_c}{100} \quad (VI-1)$$

$t_c =$  temps de concentration (mn)  $t_c = 15 \text{ mn}$

Donc  $Z = 0.9$

- Calcul du débit total corrigé :

$$Q_{t.cor} = Z * Q_t = 2730 * 0.9 = 2457 \text{ l/s.}$$

Le débit total :  $Q_t = 2457 \text{ l/s.}$

$$Q_{dév} = Q_t - Q_{aval} = 2450 - 123 = 2334 \text{ l/s.}$$

$$Q_{dév} = 2334 \text{ l/s.}$$

- Détermination de la hauteur amont :

D'après le tronçon R40 -DO1, le  $Q_{ps} = 6.64 \text{ m}^3/\text{s}$

Donc d'après l'abaque (annexe) le  $R_Q = 0.41$  et  $R_h = 0.45$  Donc :  $H_{amont} = 0.675 \text{ m}$

- Détermination de la hauteur du seuil

$$\text{On a } R_Q = Q_{ava} / Q_{ps} = 0.123 / 6.64 = 0.018 \rightarrow R_H = 0.028$$

$$\text{Donc } H_{seuil} = 0.028 * 1500 = 4.2 \text{ cm}$$

Pour éviter le problème de dépôt au niveau de seuil et pour le bon fonctionnement du déversoir, nous prenons que la hauteur du seuil est égale à :

$H_{\text{seuil}} = 0.1 \text{ m}$

- Déterminations de  $H_{\text{dév}}$  :

C'est la lame d'eau qui passe au-dessus du seuil du déversoir.

$$H_{\text{dév}} = H_{\text{am}} - H_{\text{seuil}} = 0.675 - 0.1 = 0.575 \text{ m}$$

- Détermination de la longueur du déversoir :

On applique la formule de BAZIN :

$$Q_d = mHL\sqrt{2gH_d}^{3/2} \quad (\text{VI.2})$$

Avec :

$m$  : coefficient de débit de la lame déversant qui tient compte de l'écoulement ( $m=0.4$ )

$L$  : La longueur du déversoir (longueur de la lame déversant) exprimée en mètres

$g$  : La pesanteur :  $g = 9,81 \text{ m/s}^2$

$H_d$  : La hauteur de la lame déversant « charge en m au-dessus du seuil du déversoir »

Donc :

$$L = \frac{Q_d}{0,4 (2.g)^{0,5} (H_d)^{1,5}} \quad (\text{VI.3})$$

$$L = \frac{2.334}{0,4(2.9,81)^{0,5} (0,575)^{1,5}} = 2m$$

#### \*Dimensionnement de la conduite transitant le débit $Q_{\text{ava}}$ :

La pente moyenne  $l_{\text{moy}} = 0.001 \text{ m/m}$  ;

D'après le programme de calcul :  $D_{\text{em}} = 600 \text{ mm}$ .

#### Déversoirs d'orage type frontal DO2 :

Ce déversoir d'orage se place au ala nouvelle extension de la ville sur le collecteur B, pour bute de déversée leau avant le collectée dans lintercepteur.

Les données de base sont les suivantes :

- ✚ Diamètre d'entrée :  $D_e = 1500 \text{ mm}$
- ✚ Débit total à l'entrée :  $Q_t = 1.99 \text{ m}^3/\text{s}$
- ✚ Débit à pleine section :  $Q_{\text{ps}} = 9.01 \text{ m}^3/\text{s}$
- ✚ Débit de pointe allant vers la station d'épuration:  
 $Q_{\text{ST}} = 3 Q_{\text{US}} = 0.094 \text{ m}^3/\text{s}$

$$Z = 1 - \frac{t_c}{100} = 0.9$$

- Calcul du débit total corrigé :

$$Q_{\text{t.cor}} = Z * Q_t = 1990 * 0.9 = 1791 \text{ l/s.}$$

$$Q_{\text{dév}} = Q_t - Q_{\text{aval}} = 1791 - 94 = 1697 \text{ l/s.}$$

- Détermination de la hauteur amont :

D'après le tronçon R66-DO2, le  $Q_{ps} = 9.01 \text{ m}^3/\text{s}$

Donc d'après l'abaque (annexe 2) le  $R_Q = 0.22$  et  $R_h = 0.32$  Donc :  $H_{\text{amont}} = 0.480\text{m}$

- Détermination de la hauteur du seuil :

On a  $R_Q = Q_{\text{ava}} / Q_{\text{ps}} = 0.094/9.01 = 0.01 \rightarrow R_H = 0.023$

Donc  $H_{\text{seuil}} = 0.023 * 1500 = 3.45 \text{ cm}$

Pour éviter le problème de dépôt au niveau de seuil et pour le bon fonctionnement du déversoir, nous prenons que la hauteur du seuil est égale à :

$H_{\text{seuil}} = 0.1 \text{ m}$

- Déterminations de  $H_{\text{dév}}$  :

C'est la lame d'eau qui passe au-dessus du seuil du déversoir.

$H_{\text{dév}} = H_{\text{am}} - H_{\text{seuil}} = 0.480 - 0.1 = 0.38 \text{ m}$

- Détermination de la longueur du déversoir :

On applique la formule de BAZIN :

$$Q_d = \mu H L \sqrt{2g} H_d^{3/2}$$

Avec :

$\mu$  : coefficient de débit de la lame déversant qui tient compte de l'écoulement ( $\mu=0,6$ )

L : La longueur du déversoir (longueur de la lame déversant) exprimée en mètres

g : La pesanteur :  $g = 9,81 \text{ m/s}^2$

$H_d$  : La hauteur de la lame déversant « charge en m au-dessus du seuil du déversoir »

Donc :

$$L = \frac{Q_d}{0,40 (2.g)^{0,5} (H_d)^{1,5}} \quad (\text{VI.3})$$

$$L = \frac{1.697}{0,40 (2.9,81)^{0,5} (0,38)^{1,5}} = 3.4\text{m}$$

**\*Dimensionnement de la conduite transitant le débit  $Q_{\text{ava}}$  :**

La pente moyenne  $l_{\text{moy}} = 0.002 \text{ m/m}$  ;

D'après le programme de calcul :  $D_{\text{em}} = 400\text{mm}$ .

**Mode de calcul :**

Pour le calcul des déversoirs d'orage à type latérale avec une conduite libre.

On doit adopter :

- Le débit total de dimensionnement qui est égal à la somme des débits en temps sec (QUS) et du débit pluvial (QP)

$$Q_T = Q_P + Q_{US}$$

- Débit de pointe transité vers le collecteur de rejet qui transporte les eaux vers la station d'épuration :

$$Q_{bd} = 3 \cdot Q_{US}$$

- Le débit rejeté vers l'Oued:

$$Q_R = Q_T - Q_{ST}$$

- On détermine la valeur de la lame déversée (Hr)

- On détermine la longueur du seuil, déversant (L).

**Exemple de calcul :****Déversoirs d'orage type latérale DO3 :**

Ce déversoir d'orage se place au milieu du lintercepteur pour réduire les diamètres des collecteurs .

Les données de base sont les suivantes :

- ✚ Diamètre d'entrée :  $D_e = 1200 \text{ mm}$
- ✚ Débit total à l'entrée :  $Q_t = 3.787 \text{ m}^3/\text{s}$
- ✚ Débit à pleine section :  $Q_{ps} = 4.53 \text{ m}^3/\text{s}$
- ✚ Débit de pointe allant vers la station d'épuration:  $Q_{ST} = 3 \cdot Q_{US} = 0.370 \text{ m}^3/\text{s}$ .

**Calcul du coefficient de retardement :**

Le coefficient de retardement a pour but la diminution des débits pluviaux, cette diminution peut être prise en considération dans le dimensionnement des déversoirs d'orage.

$$Z = 1 - \frac{t_c}{100}$$

$t_c =$  temps de concentration (mn)  $t_c = 15 \text{ mn}$

Donc  $Z = 0.9$

- Calcul du débit total corrigé :

$$Q_{t.cor} = Z \cdot Q_t = 3787 \cdot 0.9 = 3408.3 \text{ l/s.}$$

Le débit total :  $Q_t = 3408.3 \text{ l/s.}$

$$Q_{dév} = Q_t - Q_{aval} = 3408.3 - 370 = 3038.3 \text{ l/s.}$$

$$Q_{dév} = 3038.3 \text{ l/s.}$$

- Détermination de la hauteur amont :

D'après le tronçon IN20 –DO3, le  $Q_{ps} = 4.53 \text{ m}^3/\text{s}$

Donc d'après l'abaque (annexe 2) le  $R_Q = 0.84$  et  $R_h = 0.70$  Donc :  $H_{\text{amont}} = 1050\text{m}$

- Détermination de la hauteur du seuil

$$\text{On a } R_Q = Q_{\text{ava}} / Q_{\text{ps}} = 0.37/4.53 = 0.082 \rightarrow R_H = 0.13$$

$$\text{Donc } H_{\text{seuil}} = 0.13 * 1500 = 19.5 \text{ cm}$$

Pour éviter le problème de dépôt au niveau de seuil et pour le bon fonctionnement du déversoir, nous prenons que la hauteur du seuil est égale à :

$$H_{\text{seuil}} = 0.2 \text{ m}$$

- Déterminations de  $H_{\text{dév}}$  :

C'est la lame d'eau qui passe au-dessus du seuil du déversoir.

$$H_{\text{dév}} = (H_{\text{am}} - H_{\text{seuil}})/2 = (1050 - 195)/2 = 0.428 \text{ m}$$

- Détermination de la longueur du déversoir :

On applique la formule de BAZIN :

$$Q_d = \frac{2}{3} \mu L \sqrt{2g} H_d^{3/2} \quad (\text{VI.2.1})$$

Avec :

$\mu$  : coefficient de débit de la lame déversant qui tient compte de l'écoulement ( $\mu = 0,6$ )

$L$  : La longueur du déversoir (longueur de la lame déversant) exprimée en mètres

$g$  : La pesanteur :  $g = 9,81 \text{ m/s}^2$

$H_d$  : La hauteur de charge en m au-dessus du seuil du déversoir

Donc :

$$L = \frac{3}{2} \cdot \frac{Q_d}{0,60(2.g)^{0,5} (H_d)^{1,5}} \quad (\text{VI.3.1})$$

$$L = \frac{3}{2} \cdot \frac{3408.3}{0,6(2.9,81)^{0,5} (0.428)^{1,5}} = 6.87\text{m}$$

#### \*Dimensionnement de la conduite transitant le débit $Q_{\text{ava}}$ :

La pente moyenne  $l_{\text{moy}} = 0.001\text{m/m}$  ;

D'après le programme de calcul :  $D_{\text{em}} = 500 \text{ mm}$ .

#### Remarque :

Les résultats Pour les deux déversoirs DO4 et DO5 c'est déversoirs dans le tableau suivant.

**Tableau n °VII.1 : le dimensionnement des déversoirs d'orage DO4 ; DO5.**

	Qt m3/s	Qc m3/s	Qava m3/s	Rqstp	Rhstep	RQ	RH	Ham mm	Hava mm	Hdév mm	L m
DO4	4,096	3,6864	0,542	0,074	0,11	0,56	0,53	954	198	378	8,91
DO5	2,702	2,4318	0,645	0,230	0,27	0,96	0,79	790	270	260	10,30

**Conclusion :**

Dans ce chapitre on a cité beaucoup éléments constitutifs du réseau d'égout, et on a projeté des bouches d'égout et des regards de visite ; ainsi pour les ouvrages principaux, notre choix est tombé sur les canalisations en béton dans les gros diamètres pour assurer un bon fonctionnement du système d'évacuation. On a procédé à l'implantation et au dimensionnement des divers éléments constitutifs du réseau d'égouts à savoir deux déversoirs d'orage



## Introduction :

La mise en œuvre des réseaux d'assainissement comporte des règles de base pour la pose de canalisation. Ces règles sont compatibles avec des normes de réalisation créées dans le but de minimiser les risques de défaillance des conduites.

Le présent chapitre a pour objectif de définir les méthodes de positionnement dans les tranchées des réseaux d'assainissement selon leurs natures et de définir les enjeux de protection des conduites par une pose stabilisée et protectrice des canalisations.

Les différentes opérations exécutées lors de notre projet sont :

- Reconnaissance des lieux en surface et en profondeur.
- Décapage de la couche végétale.
- Piquetage.
- Excavation de fouilles et des tranchées pour les canaux.
- Aménagement du lit de pose des canalisations.
- Réalisation des regards et exécution des canaux.
- Pose de conduites.
- Epreuves sur les joints et les conduites.
- Compactage des remblais.

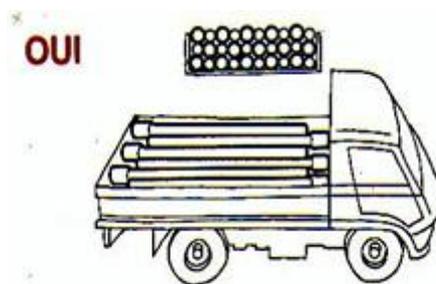
### VIII.1. Organisation du chantier :

#### VIII.1.1 Manutention et stockage des conduites :

##### ➤ Chargement et transport :

Le chargement des véhicules doit être effectué de façon à ce qu'aucune détérioration ou déformation des tubes et des accessoires ne se produise pendant le transport. Il faut éviter :

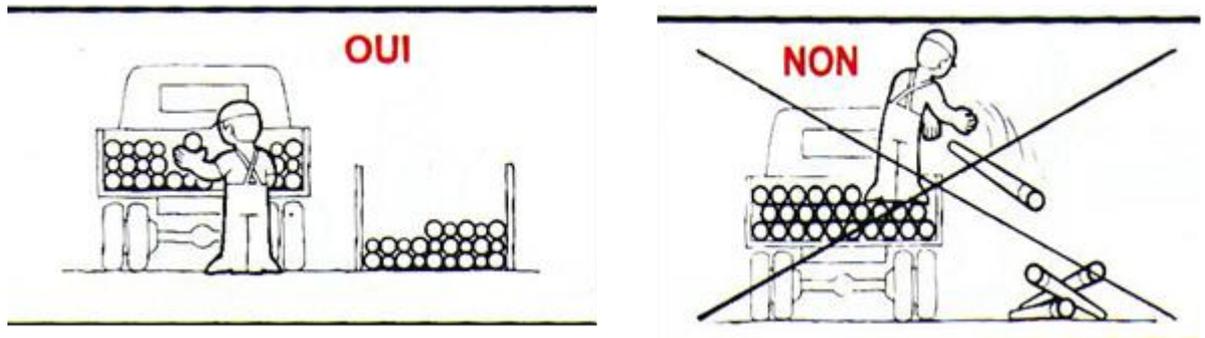
- Les manutentions brutales, les flèches importantes, les ballants.
- Tout contact des tubes et des raccords avec des pièces métalliques saillantes. les tubes avec emboîture doivent être alternés. les emboîtures doivent dépasser la pile.



*Figure VIII.1 : Chargement des canalisations.*

➤ **Déchargement :**

Le déchargement brutal des tubes et des raccords sur le sol est à proscrire



*Figure VIII.2 : Déchargement des canalisations.*

➤ **Stockage :**

- L'aire destinée à recevoir les tubes et les raccords doit être nivelée et plane.
- L'empilement doit se faire en alternant les emboîtures et en laissant celles-ci dépasser la pile.
- La hauteur de gerbage doit être limitée à 1.50 m.
- Les tubes et les accessoires doivent être stockés à l'abri du soleil. (la décoloration du tube n'affecte en rien ses caractéristiques mécaniques).
- Les accessoires ne doivent être déballés qu'au moment de leur utilisation.
- Eviter le contact avec l'huile les solvants et autres substances chimiques.
- Le stockage des tubes doit assurer leur protection mécanique et contre la chaleur.

### VIII.1.2. Décapage de la couche végétale :

L'opération se fait par un dozer sur une couche de 10 cm, le volume  $V$  de terre décapé est :

$$V = bHL \text{ (m}^3\text{)} \quad \text{(VIII.1)}$$

$H$  : Epaisseur de la couche végétale.

$b$  : Largeur de la couche végétale.

$L$  : Longueur totale de tranché

### VIII.1.3. Opération de piquetage :

C'est une opération qui consiste à implanter les regards et les axes des canalisations sur le terrain.

### VIII.1.4. Exécution des fouilles :

La largeur de la tranchée dépend essentiellement des dimensions extérieures et du type d'emboîtement des tuyaux, de la fondation, de l'espace minimum nécessaire entre la canalisation et la paroi de la tranchée pour réaliser une pose correcte et un remblayage latéral de compacité adéquate, de la profondeur de pose de la place disponible pour l'exécution des fouilles, de la nature des terrains rencontrés, notamment si les terrassements ne sont pas réalisés

à l'abri d'un blindage. Economiquement, il n'est pas intéressant d'établir des tranchées trop larges, vu le coût des terrassements ; on s'oriente donc vers l'exécution de fouilles de largeurs minimales.

L'opération est réalisée par une pelle mécanique équipée en rétro de l'aval vers l'amont du réseau.

**a- Profondeur de la tranchée :**

$$H = e_{ts} + D + h \text{ (m)} \quad \text{(VIII.2)}$$

Avec : H : Profondeur de la tranchée ; m.

$e_{ts}$  : Epaisseur du lit de sable ; m.

D : Diamètre de la conduite ; m.

h : Hauteur du remblai ; m.

**b- Largeur de la tranchée :**

$$B = D + 2e + 2c \text{ (m)} \quad \text{(VIII.3)}$$

Avec : B : Largeur de la fouille au fond ; m.

D : Diamètre de la conduite ; m.

e : épaisseur de la conduite ; m.

c : Espacement entre les parois de la tranchée et la conduite ( $c = 0,3 \text{ m}$ ).

### VIII.1.5. Aménagement du lit de sable :

Les conduites seront posées sur un lit de pose de sable d'épaisseur égale au moins à 10 cm. Ce dernier sera bien nivelé suivant les côtes du profil en long.

Le lit de pose doit être constitué de sable contenant au moins 12% de particules inférieures à 0,1mm

Si le terrain est instable, des travaux spéciaux se révèlent nécessaire : exécution d'un béton de propreté, des berceaux ou même des dalles de répétition.

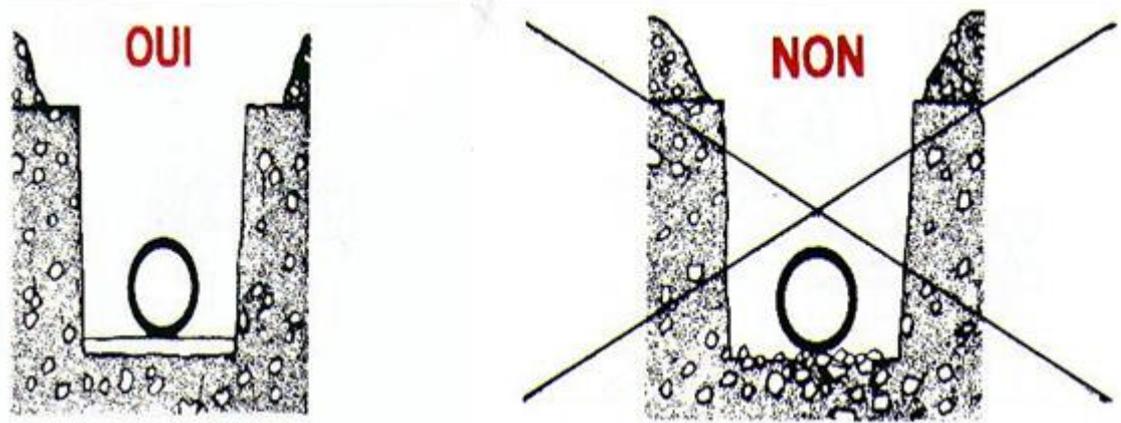


Figure VIII.3 : lit de pose.

### VIII.1.6. Conditions de pose des tuyaux :

Les conduites seront posées dans des tranchées creusées mécaniquement selon des profondeurs conformes à celles mentionnées dans les profils en long et dont la largeur est celle mentionnée sur la figure ci-dessous.

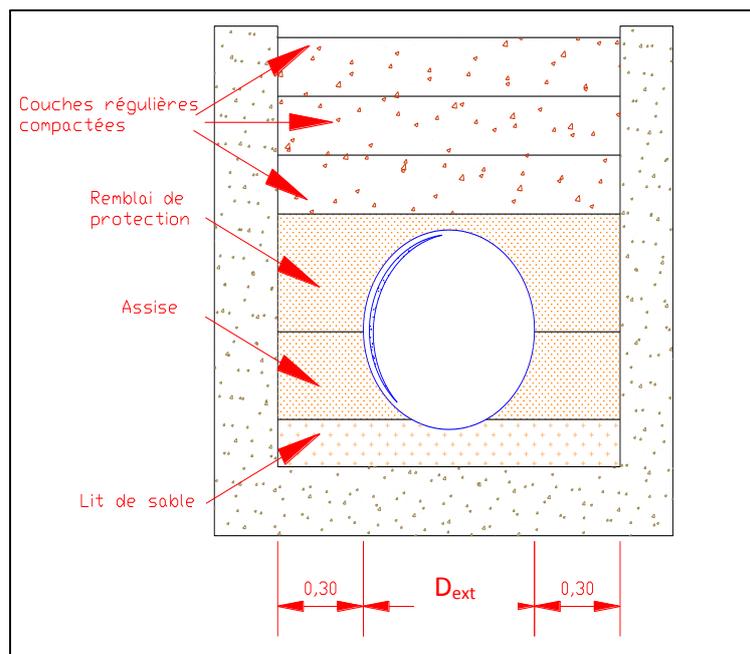


Figure VIII.4 : Tranchée type.

Le fond de la tranchée devant recevoir la canalisation à poser est arasé à 10 cm au-dessous de la cote prévue pour la génératrice inférieure extérieure de la conduite. Un lit de pose sera constitué sur cette épaisseur et composé de sable ou tout autre matériau dont les particules sont de granulométrie 0,1 mm et n'excédant pas 30 mm pour les plus grosses.

Afin de prévenir les risques éventuels de glissement ou en présence d'eau, les parois des tranchées seront blindées au-delà de 1,50 m de profondeur.

Avant leur emboîtement, les abouts mâles et femelles des conduites sont nettoyés et lubrifiés et ce afin de garantir une étanchéité maximale.

La couverture minimale au-dessus de la génératrice supérieure de la conduite a été fixée à 0,80 m.

De plus, des règles de bonne pratique sont à respecter ; ainsi, il est conseillé :

- De placer toujours les tuyaux sur des fouilles sèches ;
- D'éliminer du fond des fouilles tous les points durs (grosses pierres, crêtes rocheuses, vieilles maçonneries...) qui constituent des tasseaux naturels ;
- En sol rocheux, d'approfondir la fouille de 15 à 20 cm et de confectionner un lit de pose bien damé avec des matériaux pulvérulents ou de procéder à une pose sur un bain fluant de mortier ;
- En terrains où l'eau peut ruisseler ou s'accumuler, de confectionner un appui en matériaux pulvérulents capable d'assurer un bon drainage ;
- De réaliser, si possible dans tous les cas, un appui de manière à ce que le tuyau repose sur un arc au moins égal au quart de sa circonférence extérieure ; plus le diamètre est grand, plus la surface d'appui doit être soignée.

### VIII.1.7. Mise en place des conduites :

La mise en place des conduites se fait par des engins appropriés « pipelayers».

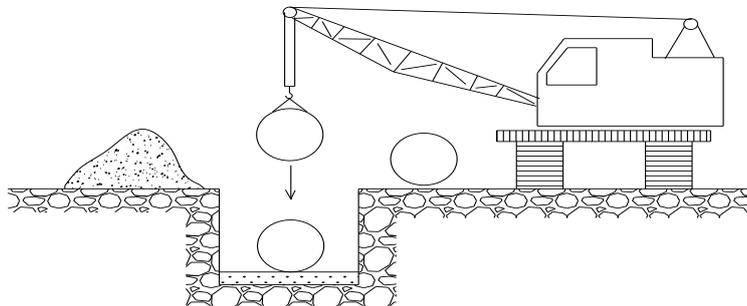


Figure VIII.5 : le pipelayers.

### VIII.1.8. Assemblage des conduites :

Les joints des conduites circulaires à emboîtement sont effectués à l'aide d'une bague renforcée d'une armature et coulée sur place à l'intérieur d'un moule.

### VII.1.9. Essais sur les joints et les canalisations :

C'est une épreuve d'étanchéité à laquelle sont soumises les conduites déjà placées au fond de la tranchée.

L'essai est réalisé avec de l'eau, de l'air, de la fumée ou un mélange d'eau et d'air.

**VII.1.10. Essais des tuyaux préfabriqués :**

**VII.1.10.1. Essais d'étanchéité :**

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

a- À l'usine : la conduite est maintenue debout, remplie d'eau, la diminution du niveau d'eau ne doit pas dépasser 2cm en 24 heures.

b- Sur le chantier : l'un des trois essais suivants peut être envisagé.

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

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

b.3- l'essai à l'air : Sous pression de 1 bar pendant 30 minutes, et sous une pression de 0,5 bar durant 3 minutes, Pour les conduites circulaires.

**VIII.1.11. Confection des joints :**

Les joints doivent confectionnés conformément aux prescriptions des fabricants de tuyaux. A noter que, dans le cas de joints en mortier de ciment dans des canalisations dont le diamètre est supérieur à 600 mm, le joint doit faire l'objet, à l'intérieur de la canalisation, d'un ragréage au mortier de ciment.

**VIII.1.12. Réalisation des regards :**

Les regards sont généralement de forme carrée ; leurs dimensions varient en fonction des collecteurs, La profondeur et l'épaisseur varient d'un regard à un autre, La réalisation de ces regards s'effectue sur place avec le béton armé, On peut avoir des regards préfabriqués. Les tampons doivent comporter un orifice, ayant pour but de faciliter leur levage ainsi que l'aération de l'égout.

Les différentes étapes d'exécution d'un regard sont les suivantes : (résumé mieux)

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

**VIII.1.13 - Remblaiement des tranchées et compactage :**

Une fois la pose des tuyaux réalisée, le remblaiement de la tranchée est réalisé comme suit :

- L'enrobage de la conduite est effectué jusqu'à mi hauteur du diamètre. Le remblai est damé à la main sous les flancs de la canalisation et ce afin d'assurer une bonne tenue du collecteur ;
- Le remblaiement et le damage par couches successives et uniformes de 10 cm ;
- Le remblai proprement dit sera réalisé mécaniquement avec la terre des déblais, (terre végétale dans notre cas), en veillant à exclure les pierres et autres éléments dont les dimensions dépassent 30 mm.

**VIII.1.14. Choix des engins :**

Le choix des engins est très important dans la réalisation des travaux, chaque opération à un engin qui lui convient :

- Pour le décapage de la couche de la terre végétale :

Utilisation des niveleuses : La niveleuse en plus de son travail de terrassement et de finition ces emplois sont multiples :

- Débroussaillage en terrain léger ne comportant pas des gros arbustes ou de grosses pierres.
  - Décapage des terrains végétaux sur une faible épaisseur.
  - Creusement ou Curage des fossés en inclinant la lame sur le côté, les terres extraites par la lame remontent le long de celle-ci et viennent se déposer en cavalier sur le bord du fossé.
- 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. Ils sont de type à fonctionnement discontinu, c'est à dire que le cycle de travail comprend les temps suivants :

- Temps de fouille.
- Temps de transport.
- Temps de déchargement.
- Temps de remise en position de déblais.

Ces engins sont très répandus et utilisés à grande échelle grâce à leur bon rendement et à la qualité du travail qu'ils peuvent fournir.

- Pour le remblaiement des tranchées :

Pour les grands travaux de ce type, l'engin qui convient c'est le chargeur.

Les chargeurs : ce sont des tracteurs sur lesquels on monte à l'avant deux bras articulés, actionnés par des vérins et porte un godet.

Si les travaux ne sont pas très importants, on utilise le chargeur.

- Pour le compactage :

L'engin qui convient à cette opération c'est le rouleau lisse, il comprend :

- Un châssis.
- Des roues larges (cylindres) avec une couche d'usure d'acier au manganèse.
- Les organes de manœuvre.

## VIII.2. Devis quantitatif et estimatif :

Afin d'avoir une idée sur le coût de réalisation de notre projet, il faut passer par le calcul du devis quantitatif et estimatif.

Ce calcul consiste à déterminer les quantités de toutes les opérations effectuées sur le terrain pour la réalisation du projet, ensuite les multiplier par le prix unitaire correspondant.

Les différentes tâches effectuées par ordre chronologique sont :

- Les travaux de décapage de la couche de terre végétale.
- L'exécution des tranchées.
- La fourniture et la pose du lit de sable.
- La fourniture et la pose des buses en béton ou en béton armé.
- La construction des regards et des déversoirs d'orage en béton armé.
- Les Travaux de remblaiement de la tranchée.
- Le transport des sols excédentaires.

### VIII.2.1. Détermination des différents volumes :

- **Volume de la couche de terre végétale :**

$$V_{cv} = H_v \cdot L \cdot B \quad (\text{m}^3) \quad (\text{VIII.4})$$

On prend  $H_v = 0,1$  m.

- **Volume des déblais des tranchées :**

$$V_{deb} = B \cdot L \cdot H \quad (\text{m}^3) \quad (\text{VIII.5})$$

- **Volume occupé par le lit de pose :**

$$V_{lp} = e_{ls} \cdot B \cdot L \quad (\text{m}^3) \quad (\text{VIII.6})$$

- **Volume occupé par les conduites :**

$$V_{condt} = L \cdot \pi \cdot \frac{D^2}{4} \quad (\text{m}^3) \quad (\text{VIII.7})$$

- **Volume du remblai :**

$$V_r = V_{deb} - [V_{condt} + V_{cv} + V_{ls}] \quad (\text{m}^3) \quad (\text{VIII.8})$$

- **Volume excédentaire :**

$$V_{excé} = V_f - V_{remb} \text{ (m}^3\text{)} \quad (\text{VIII.9})$$

Tel que :  $V_f = V_{deb} \cdot K_f$  ;  $K_f = 1.25$  est le coefficient de foisonnement.

**TEBLEAU VIII 1** : devis quantitatif et le cout de projet

N°	Désignation des travaux	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
A	<b>Travaux de terrassement</b>				
1	Décapage de la tranchée	M3	1313,84	150	197077.00
2	Déblais	M3	39415,4	350	13795390.00
3	Pose de lit de sable	M3	3153,232	1 200.00	3783878,00
4	Remblais de la tranchée	M3	28261,82	150	4239273,00
5	Evacuation des déblais excédentaires	M3	21007,42	300	6302227,00
B	<b>Canalisation</b>				
1	<b>Fourniture, transport et pose de canalisation</b>				
	<b>Canalisation en PVC</b>				
	Ø 400 mm	MI	442	2000.00	884000
	Ø 500 mm	MI	723,1	2200.00	312198,425
	Ø 600 mm	MI	512,26	2300.00	1178198
	Ø 800 mm	MI	2013,82	2500.00	5034550
	<b>Canalisation en béton armé</b>				
	Ø 1000 mm	MI	18446,82	9248.00	13380191,36
	Ø 1200 mm	MI	10925,57	13107.00	17374245,99
	Ø 1500 mm	MI	7173,51	18918.00	22200462,18
	Ø 1800 mm	MI	10800	20000.00	4920000
C	<b>Ouvrages annexes</b>				
1	Construction des regards en béton arme	U	283	55000.00	15565000.00
	Construction du déversoir d'orage	U	5	300000.00	1500000.00

**TEBLEAU VIII 1** : devis quantitatif et le cout de projet (suite)

	THT	110 666 692,8
	TVA (19%)	21 026 671.63
	TTC	131693361.43

Le coût du projet est de : **cent Trent-un millions six cent quatre-vingt-treize milles trois cent soixante-un dinars quarante-trois centimes**

### **Conclusion :**

Ce chapitre a permis de décrire les différentes étapes de pose de canalisations en donnant un exemple d'une tranchée type souvent utilisé dans les terrains ordinaires pour les faibles profondeurs de pose. A partir de cette description, nous sommes arrivés à présenter l'inventaire des matériaux et produits à mettre en œuvre ainsi que des quantités correspondantes et à déterminer enfin le coût total de ce projet.



**Introduction :**

Le fonctionnement des réseaux d'assainissement pose un certain nombre problèmes : les réglages des déversoirs d'orage à seuils fixes ne suivent pas l'évolution de l'urbanisation, le contrôle des branchements des rejets d'eaux parasites et le fonctionnement des dessaleurs et ouvrages de décantation dont le dimensionnement ne peut pas être statique, etc. Pour remédier à ces problèmes, il convient de rechercher les meilleures solutions qui sont liés à la bonne gestion, d'entretien et d'exploitation des réseaux et d'installations d'assainissement.

La gestion d'un réseau d'assainissement vise à maintenir l'infrastructure dans un état satisfaisant vis-à-vis d'enjeux sanitaires, environnementaux, économiques, etc. Elle comprend l'acquisition d'informations, l'évaluation des performances de l'infrastructure, et la réhabilitation d'éléments ou de sous-systèmes considérés comme défailants ou à risque.

**IX.1. Objectifs de la gestion des réseaux d'assainissement [7] :**

La gestion des réseaux d'assainissement a pour principal objet d'assurer :

- La pérennité des ouvrages, par des opérations de conservation : les améliorations et les réparations périodiques sont indispensables, pour augmenter la durée de vie d'un réseau vu coûts d'investissement importants.
- L'entretien courant des réseaux : Le minimum d'interventions en dessous duquel on ne doit pas descendre est ;
  - Le curage périodique et extraction des boues.
  - Le nettoyage et l'entretien préventif des ouvrages.
  - Les contrôles et manœuvres des appareillages (vanne...).
  - La gestion proprement dite des personnels et matériels.

**IX.2. Outils de gestion d'un réseau :**

Les dispositions et les outils permettant de mieux gérer les réseaux d'assainissement se résument :

- L'archivage des données géométriques, physiques et hydrauliques.
- L'inventaire de l'occupation des sols et les projets de développement à différents horizons.
- Les dépouillements des données hydrologiques.
- La durée de la période de temps sec qui a précédé un type d'évènement pluvieux et l'intensité de la précipitation précédant cette période qui a peut rincer les zones d'apport ainsi que l'intensité d'orage de l'évènement considéré.
- Le traitement des mesures hydrauliques et des capteurs de pollution.
- Caractérisation des ouvrages du système en donnant les informations de référence tels que :
  - ✓ La nomenclature des ouvrages : Elle donne par tronçon :
    - Les caractéristiques de l'ouvrage : position, dimensions, nature.
    - Les contraintes d'environnement et de la pollution, localisation des points sensibles.
    - Les indicateurs du vieillissement, si elles sont connues les interventions depuis l'origine.

- La périodicité de remplacement des pièces, des couches de protection et des réparations programmées.
- ✓ Le catalogue des défauts apparents.
- ✓ Le registre d'inspection.

### **IX.3. L'entretien du réseau :**

L'entretien des réseaux d'assainissement a pour objectifs :

- Eliminer les dépôts, boues et graisses et nettoyer les postes de relèvement et les bassins de rétention.
- Favoriser un bon écoulement de l'eau ;
- Prolonger la durée de vie des réseaux.

#### **IX.3.1. Enlèvement des dépôts :**

L'ennemi premier des réseaux d'assainissement est le dépôt du sable et l'argile. Le curage peut se faire automatiquement par des regards de chasse, mais ces derniers ont montré leur limite d'utilisation, donc il vaut mieux prévoir des chasses hydrodynamiques ou faire un curage manuel.

#### **IX.3.2. Détection des fuites :**

Les causes principales des fuites sont :

- Les joints qui ne remplissent plus leur rôle.
- Action des surcharges roulantes.
- Terrain agressif ou instable.

La recherche des fuites s'effectue avec :

- Des appareils mécaniques.
- Des appareils électroniques comportant un capteur, un amplificateur réglable ou parfois un dispositif de contrôle visuel.

#### **IX.3.3. Détection des eaux parasites :**

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

Pour cette opération on utilise le PERISCOPE (caméra) cette dernière ne détecte pas tout objet dépassant 30m (distance entre regards max 30m) ainsi que dans le changement de direction (virage).

#### **IX.3.4. Entretien des joints :**

Les canalisations peuvent présenter des défauts d'étanchéité et même des ruptures dues aux mouvements du sol.

Les défauts généralement se manifestent au niveau des joints. L'entretien consiste à réparer les joints en mauvais état, supprimer les intrusions des racines, réparer les sections corrodées par des déversements chimiques, procéder à l'étanchement des conduites, tant pour les eaux provenant de l'extérieur que de l'intérieur des égouts.

#### **IX.3.5. Entretien des ouvrages non visitables :**

Il est pratiquement impossible d'avoir une vue directe pour examen par source lumineuse et miroir, sur un tronçon de canalisation entre deux regards espacés de 40 à 50 mètres, lorsque

le diamètre est inférieur à 600 millimètres ou lorsqu'une anomalie est décelée au passage d'un engin de curage. L'inspection des égouts non visitables est possible par l'utilisation des circuits fermés de télévision. Le principe de cette technique est : une caméra tractée par un câble initialement passé entre deux regards de visite donne de l'intérieur de la canalisation visitée une image visible sur l'écran du téléviseur. Il est évident que ce matériel de visite des canalisations apporte beaucoup d'efficacité lors de l'exploitation d'un réseau.

- L'inspection télévisée apporte énormément dans de nombreux autres domaines ;
- La détection rapide de la nature des anomalies ainsi que leur repérage précis ;
- Le suivi de l'évolution des matériaux constitutifs des tuyaux ;
- La possibilité de contrôle des instructions d'eau de nappe dans le réseau ;
- L'élaboration à moyen terme de programme de nettoyage des canalisations en fonction de leur vitesse d'encrassement ;
- La détermination du matériel le mieux adapté au nettoyage en fonction des déchets perturbant.

#### **IX.3.6. Travaux spécifiques :**

- **Désodorisation :** il faut bien aérer le réseau ou injecter de l'oxygène liquide.
- **Lutte contre la corrosion de l'H<sub>2</sub>S :** il faut empêcher la formation de l'acide sulfurique par des moyens hydrauliques ou chimiques.

#### **IX.4. Exploitation du réseau :**

L'exploitation est la somme des exigences physiques assurant le bon fonctionnement du réseau au profit des usagers et des collectivités. Les conditions et d'actions auxquelles le responsable de cet équipement public doit satisfaire :

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

##### **IX.4.1. Technique d'exploitation du réseau :**

Les réseaux d'assainissement, qui véhiculent à faible vitesse des débits à temps sec et des petites pluies nécessitent pour qu'ils soient protégés des dépôts et de l'encrassement, des opérations de curage.

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

Aussi on est amené à distinguer les interventions périodiques suivantes :

##### **IX.4.1.1. Curage mécanique des égouts visitables :**

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

- a- Les ouvrages en eau (ouvrages eaux usées en séparatif ou en unitaire) ;
- b- Les ouvrages à sec (ouvrage d'eaux pluviales).

**a- Curage mécanique en présence d'eau :**

**a.1 - Périodicité des travaux de curage :**

La périodicité du curage est fonction :

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

**a.2 - Principe de curage :**

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

La vanne a une forme semblable à la coupe transversale de l'égout (partie inférieure limitée par une horizontale située environ au niveau de la naissance de la voûte).

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

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

**b- Curage mécanique sans présence d'eau :**

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

**IX.4.1.2. Curage des égouts non visitables :**

Les réseaux d'égout non visitables font appel pour le curage à deux types de procédés :

- a- Procédé manuel.
- b- Procédé hydrodynamique.

**a- Procédés manuels de curage des collecteurs :**

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

**a.1 - La chasse d'eau :**

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

L'inconvénient de ce procédé est la mise en charge du réseau qui se répercute sur les branchements particuliers et le phénomène du dépôt dans la partie amont pendant la retenue.

**a.2 - Le curage par la boule :****• La boule flottante :**

Ce procédé est utilisé pour le curage du siphon ou de grands émissaires non visitables, car ils sont constamment en charge. Une boule en bois dur, d'un diamètre légèrement inférieur au diamètre de la canalisation à curer est introduite par un ouvrage spécial.

Cette boule, suit la génératrice supérieure du tuyau et se met en rotation du fait de la poussée amont et de la pression de l'eau sous la boule. Le courant d'eau, ainsi créé, entraîne les dépôts gênants l'avancement de la boule jusqu'à l'ouvrage de sortie permettra de la récupérer et d'éliminer les matières entraînées.

**• La boule roulante :**

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

**b- Le procédé hydrodynamique :**

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

**b.1 - Cureuses hydromécaniques :**

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

**b.2 - Les aspiratrices :**

Ces équipements, montés sur châssis camion, se composent d'une cuve d'un volume de 4 à 25 m<sup>3</sup> mise en dépression par une pompe à vide, d'un débit variant entre 500 et 1000 m<sup>3</sup>/h. Les matières déposées sur le radier de l'ouvrage sont ainsi aspirées par l'intermédiaire d'un tuyau souple raccordé à l'arrière de la cuve.

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

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

**IX.5. Réhabilitation du réseau :**

La réhabilitation d'un tronçon d'égout est à envisager lorsque les perturbations du fonctionnement du réseau ou bien les dommages causés à l'environnement sont inacceptables. La réhabilitation d'un tronçon détérioré s'effectue par le remplacement de la canalisation.

**IX.6. Recommandations pour la gestion et l'exploitation de notre réseau [6] :**

La première opération qu'il faut entreprendre, pour une bonne gestion et exploitation de d'un réseau, est une campagne de collecte de données et une série de mesures concernant le réseau ; tracé, débit, pente, ...etc. Cette opération a été faite dans le diagnostic du réseau et toutes les données ont été enregistrées dans une base de données géographique. Le but cette opération est de desseller tout fonctionnement incorrect du réseau qu'on doit compléter par des travaux de remise en état, comme le curage, réparation ou remplacement des éléments défectueux ou les différentes actions citées dans les travaux spécifiques, selon la nature de l'anomalie.

Une fois que l'opération de remise à niveau du réseau terminé, on établit un calendrier annuel de toutes les opérations de surveillance et de contrôle ; à titre d'exemple ; il faut prévoir le curage des tous regards et bouches d'égout avant les premières pluies de l'automne.

**Conclusion :**

Le mauvais état de la structure du réseau d'assainissement de notre agglomération est un exemple concret qui montre que la gestion des réseaux d'assainissement est presque inexistante dans notre pays ; c'est une absence totale de la maintenance préventive par manque de moyens matériels. Jusqu'à présent, on a procédé uniquement à la maintenance curative qui concerne toutes les opérations nécessaires pour remettre en état un ouvrage ; il s'agit donc essentiellement des opérations de nettoyage qu'en nous devons programmer.

On conclut que l'entretien, la gestion et l'exploitation du réseau sont nécessaires à réaliser pour rentabiliser l'objectif primordial de ce projet.



## **Concluion générale :**

Comme notre étude montre, le bon assainissement est une règle saine qu' il faut la bien suivre dans la vie .

En effet, qui dit assainissement dit hygiène, santé, organisation de la ville et, somme toute, paisible vie de l'homme.

A cet égard nous avons mené une étude de diagnostic dans le but de déceler les contraintes et les disjonctions empêchant un bon fonctionnement du réseau. Cette étude se présente en deux aspects ; un aspect théorique visant la vérification des dimensions des ouvrages et les paramètres d'écoulement et un aspect pratique qui a pour objectif ; d'une part la vérification de la compatibilité entre ce qui est établi au niveau de l'étude et ce qui se trouve sur terrain et d'autre part l'identification des points noirs et des anomalies au niveau des ouvrages constituant le réseau.

En fin de ce travail nous concluons par les points suivants :

- ✚ La nature du terrain de la ville d'ELOURICIA et sa topographie caractérisée par des pentes très fort avec des talus sur tout la zone de litercepture parfois n'engendre des forte vitesse.
- ✚ La réalisation du projet sans étude préalable
- ✚ L'insuffisance des programme d'entretien du réseau.  
et non périodique à influencer d'une manière désastreuse sur la fonctionnalité du réseau, se manifestant par des écoulements à pleine section et parfois des débordements au-dessus des tampons provoquant des risques sanitaires.
- ✚ La nature des eaux usées rejetées caractérisée par une charge en éléments solides dépasse de loin les normes relatives aux eaux usées, on trouve des sachets, des bouteilles de plastique, des pierres, toutes sortes de déchets solides inimaginable ; tous cela a provoqué des colmatages occasionnels et des pannes.
- ✚ Le réseau de la ville ELOURICIA fonctionne au niveau de quelques collecteurs en section pleine.
- ✚ La négligence exorbitante d'entretien et du curage dans les antérieures années a favorisé le rétrécissement des sections des conduites ou leur obturation à cause des dépôts.
- ✚ L'état général des regards en grande partie non conforme ; dépourvus d'échelle de visite, certains sans tampons, d'autres remblayés ou goudronnés. Notre système ainsi projeté est, en principe, plus amélioré en matière d'équipement et plus performant que l'ancien système et pour assuré que la nouvelle extention soit brancher avec le réseau projeté.

À la lumière de ce travail et par le biais de cette conclusion, nous espérons savoir répondu à l'objectif fixé au départ du projet qui est de relever les problèmes et les anomalies que posent le réseau d'assainissement, ainsi la détermination des zones d'insuffisance afin de prévoir des travaux d'aménagement, d'entretien et de réhabilitation Et également nous espérons que ce mémoire servira de support pour une nouvelle étude.

# BIBLIOGRAPHIQUES

[1] **B. Salah**, Assainissement des eaux usées et pluviales des agglomérations 2014.

[2] **B. Touaïbia**, Manuel pratique d'hydrologie, Blida(Algérie) 2004.

[3] **François G, Brière**, distribution et collecte des eaux, édition de l'école polytechnique de Montréal 1997.

[4] **M. satin, B. selmi**, Guide technique de l'assainissement, édition le moniteur, paris (France) 2006.

[5] **J. Bonnin**, Hydraulique urbaine appliquée aux agglomérations de petite et moyenne importance, Edition EYROLLES, Paris (France) 1986.

[6] **H. MONNIER**, Diagnostic permanent en réseau d'assainissement : mesures et calculs sur sites pilotes de la région Ouest. MFE présenté pour l'obtention du diplôme d'ingénieur de l'ENGEES (Ecole National du Génie de l'Eau et de l'Environnement de Strasbourg).

[7] **P. Le Gouffre, C. Joannis, D. Breyse, C. Gibello, J. J. Desmulliez**. Gestion patrimoniale des réseaux d'assainissement urbains, guide méthodologique, Edition Lavoisier, France 2000-2004.

Tableau 01 : Dimensionnement du collecteur A sous bassin 1 et 2

tronçons	CTN,am	CTN,av	distance m	CR,am	CR,av	pente %	D.CR.AM.AV (m)	Qtot(m³/s)	Dcal(mm)	Dnor(mm)	Vps(m/s)	Qps(m³/s)	RQ	Rqmin	RV	Rvmin	RH	Rhmin	Vec(m/s)	Vecmin(m/s)	Hcal(mm)	Hcal min(mm)	AC	mté
01-R01	1151,12	1150,61	30	1149,12	1148,61	1,7		0,33	328	500	2,93	0,58	0,57	0,12	1,04	0,66	0,54	0,23	3,05	1,94	269,3	116,4	vérifie	PVC
R01-R02	1150,61	1150,23	30	1148,61	1148,23	1,3	0	0,33	539	600	2,86	0,81	0,41	0,08	0,94	0,61	0,45	0,20	2,69	1,74	267,4	117,3	vérifie	PVC
R02-R03	1150,23	1149,65	30	1148,23	1147,65	1,9	0	0,33	471	600	3,53	1,00	0,33	0,07	0,90	0,58	0,39	0,18	3,17	2,05	236,8	105,1	vérifie	PVC
R03-R04	1149,65	1149,47	30	1147,65	1147,47	0,6	0	0,33	736	800	2,38	1,20	0,28	0,06	0,86	0,55	0,36	0,16	2,05	1,32	284,8	127,8	vérifie	PVC
R04-R05	1149,47	1149,23	30	1147,47	1147,23	0,8	0	0,33	639	800	2,75	1,38	0,24	0,05	0,82	0,53	0,33	0,15	2,27	1,46	263,5	119,0	vérifie	PVC
R05-R06	1149,23	1148,8	30	1147,23	1146,8	1,4	0	0,66	720	800	3,68	1,85	0,36	0,04	0,91	0,48	0,41	0,13	3,36	1,77	329,8	103,8	vérifie	PVC
R06-R07	1148,8	1148,37	30	1146,8	1146,37	1,4	0	0,66	518	800	3,68	1,85	0,36	0,04	0,91	0,48	0,41	0,13	3,36	1,77	329,8	103,8	vérifie	PVC
R07-R08	1148,37	1147,85	30	1146,37	1145,85	1,7	0	0,66	510	800	4,05	2,04	0,32	0,03	0,89	0,46	0,39	0,12	3,62	1,88	312,2	99,4	vérifie	PVC
R08-R09	1147,85	1147,64	30	1145,85	1145,64	0,7	0	0,66	558	800	2,58	1,29	0,51	0,05	1,01	0,54	0,50	0,15	2,59	1,39	403,4	123,0	vérifie	PVC
R09-R10	1147,64	1147,08	30	1145,64	1145,08	1,9	0	0,66	532	800	4,21	2,11	0,31	0,03	0,89	0,46	0,38	0,12	3,73	1,92	305,7	97,8	vérifie	PVC
R10-R11	1147,08	1146,71	30	1145,08	1144,71	1,2	0	0,66	641	800	3,42	1,72	0,38	0,04	0,93	0,49	0,43	0,13	3,17	1,68	344,4	107,4	vérifie	PVC
R11-R12	1146,71	1146,59	30	1144,71	1144,59	0,4	0	0,99	526	800	1,95	0,98	1,01	0,07	1,14	0,58	0,82	0,18	2,23	1,13	657,0	141,7	vérifie	PVC
R12-R13	1146,59	1146,37	30	1144,59	1144,37	0,7	0	0,99	612	800	2,64	1,32	0,75	0,05	1,09	0,54	0,64	0,15	2,88	1,41	514,6	121,6	vérifie	PVC
R13-R14	1146,37	1145,81	30	1144,37	1143,81	1,9	0	0,99	693	800	4,21	2,11	0,47	0,03	0,98	0,46	0,48	0,12	4,12	1,92	385,0	97,8	vérifie	PVC
R14-R15	1145,81	1145,45	30	1143,81	1143,45	1,2	0	0,99	746	800	3,37	1,69	0,58	0,04	1,04	0,49	0,54	0,14	3,52	1,67	435,8	108,1	vérifie	PVC
R15-R16	1145,45	1145,14	30	1143,45	1143,14	1,0	0	1,33	767	800	3,13	1,57	0,85	0,10	1,13	0,64	0,71	0,22	3,53	2,00	564,1	174,5	vérifie	PVC
R16-R17	1145,14	1144,86	41,76	1142,64	1142,36	0,7	0,5	1,33	890	1000	2,92	2,30	0,58	0,07	1,04	0,59	0,54	0,18	3,04	1,71	541,9	179,2	vérifie	BETON
R17-R18	1144,86	1144,36	30	1142,36	1141,86	1,7	0	1,33	664	1000	4,61	3,62	0,37	0,05	0,92	0,51	0,42	0,14	4,24	2,37	419,6	142,8	vérifie	BETON
R18-R19	1144,36	1144,06	30	1141,86	1141,56	1,0	0	1,33	843	1000	3,57	2,81	0,47	0,06	0,98	0,56	0,48	0,16	3,51	1,99	484,5	161,8	vérifie	BETON
R19-R20	1144,06	1143,41	30	1141,56	1140,91	2,2	0	1,33	753	1000	5,26	4,13	0,32	0,06	0,89	0,55	0,39	0,16	4,69	2,89	389,0	159,1	vérifie	BETON
R20-R21	1143,41	1142,99	30	1140,91	1140,49	1,4	0	1,88	715	1000	4,23	3,32	0,57	0,07	1,04	0,58	0,53	0,18	4,38	2,47	535,0	177,8	vérifie	BETON
R21-R22	1142,99	1142,79	30	1140,49	1140,29	0,7	0	1,88	972	1000	2,92	2,29	0,82	0,10	1,12	0,64	0,69	0,22	3,27	1,86	689,9	215,6	vérifie	BETON
R22-R23	1142,79	1142,15	40	1140,29	1139,65	1,6	0	1,88	830	1000	4,52	3,55	0,53	0,07	1,02	0,57	0,52	0,17	4,60	2,59	515,1	171,8	vérifie	BETON
R23-R24	1142,15	1141,62	40	1139,65	1139,12	1,3	0	1,88	1069	1200	4,64	5,25	0,36	0,04	0,91	0,51	0,41	0,14	4,24	2,37	496,2	169,8	vérifie	BETON
R25-R26	1141,62	1141,22	40	1139,12	1138,72	1,0	0	2,73	745	1200	4,03	4,56	0,60	0,05	1,05	0,53	0,55	0,15	4,23	2,16	663,3	181,7	vérifie	BETON
R26-R27	1141,22	1141,03	35,17	1138,72	1138,53	0,5	0	2,73	803	1200	2,96	3,35	0,81	0,07	1,12	0,58	0,69	0,18	3,31	1,73	823,0	212,3	vérifie	BETON
R27-R28	1141,03	1140,83	30	1138,53	1138,33	0,7	0	2,73	809	1200	3,29	3,72	0,73	0,06	1,09	0,57	0,63	0,17	3,58	1,87	761,0	201,1	vérifie	BETON
R28-R29	1140,83	1140,57	30	1138,33	1138,07	0,9	0	2,73	770	1200	3,75	4,25	0,64	0,05	1,06	0,55	0,58	0,16	3,98	2,05	694,0	188,3	vérifie	BETON
R29-R30	1140,57	1140,29	30	1138,07	1137,79	0,9	0	2,73	638	1200	3,90	4,41	0,62	0,05	1,05	0,54	0,56	0,15	4,11	2,11	677,6	184,9	vérifie	BETON
R30-R31	1140,29	1139,71	30	1137,79	1137,21	1,9	0	2,73	822	1200	5,61	6,34	0,43	0,04	0,96	0,48	0,46	0,13	5,36	2,69	551,1	155,6	vérifie	BETON
R31-R32	1139,71	1139,52	30	1137,21	1137,02	0,6	0	2,73	713	1200	3,21	3,63	0,75	0,06	1,09	0,57	0,65	0,17	3,51	1,83	775,6	203,8	vérifie	BETON
R33-R34	1139,52	1139,35	30	1137,02	1136,85	0,6	0	2,73	932	1200	3,04	3,43	0,80	0,07	1,11	0,58	0,67	0,17	3,37	1,76	808,6	209,7	vérifie	BETON
R34-R35	1139,35	1139,23	30	1136,85	1136,73	0,4	0	2,73	1026	1200	2,55	2,88	0,95	0,08	1,14	0,60	0,77	0,19	2,91	1,54	919,3	229,5	vérifie	BETON
R41-R35	1139,23	1137,53	30	1135,23	1135,03	0,7	1,5	2,73	929	1200	3,29	3,72	0,73	0,06	1,09	0,57	0,63	0,17	3,58	1,87	761,0	201,1	vérifie	BETON
R35-R36	1137,53	1136,59	30	1134,33	1134,09	0,8	0,7	2,73	989	1200	3,61	4,08	0,67	0,06	1,07	0,55	0,59	0,16	3,85	1,99	712,9	192,1	vérifie	BETON
R36-R37	1136,59	1135,65	30	1133,39	1133,15	0,8	0,7	2,73	939	1500	4,19	7,40	0,37	0,03	0,92	0,45	0,42	0,12	3,85	1,90	631,1	181,5	vérifie	BETON
R37-R38	1135,65	1135,06	32,66	1132,65	1132,56	0,3	0,5	2,73	1019	1500	2,46	4,34	0,63	0,05	1,06	0,54	0,57	0,16	2,60	1,33	855,1	232,8	vérifie	BETON
R38-R32	1135,06	1133,68	39,88	1131,4	1131,18	0,6	1,16	2,73	1125	1500	3,48	6,14	0,44	0,04	0,96	0,48	0,47	0,13	3,35	1,69	701,3	197,3	vérifie	BETON
R32-R39	1133,68	1132,24	49,59	1129,98	1129,74	0,5	1,2	2,73	1075	1500	3,26	5,75	0,47	0,04	0,98	0,50	0,48	0,14	3,20	1,62	727,1	203,4	vérifie	BETON
R39-R40	1132,24	1127,62	47,22	1125,54	1125,12	0,9	4,2	2,73	1023	1500	4,41	7,80	0,35	0,03	0,91	0,44	0,41	0,12	4,01	1,96	612,1	177,3	vérifie	BETON
R40-DO1	1127,62	1125,41	17,08	1123,52	1123,41	0,6	1,6	2,73	1131	1500	3,76	6,64	0,41	0,04	0,94	0,47	0,45	0,13	3,55	1,77	671,5	190,5	vérifie	BETON

Tableau 02 : Dimensionnement du collecteur B sous bassin 3 et 4

tronçons	CTN,am	CTN,av	distance m	CR,am	CR,av	pen- te %	D.CR. AM.AV (m)	Qtot(m³/s)	Dcal(mm)	Dnor(mm)	Vps(m/s)	Qps(m³/s)	RQ	Rqmin	RV	Rvmin	RH	Rhmin	Vec(m/s)	Vecmin(m/s)	Hcal(mm)	Hcal min(mm)	AC	maté
R41-R42	1177,15	1175,26	43,71	1175,15	1173,26	4,3		0,47	374	500	4,68	0,92	0,51	0,074	1,01	0,59	0,51	0,18	4,71	2,77	252,6	91,5	vérifie	PVC
R42-R43	1175,26	1171,13	41,12	1170,2	1169,13	2,6	3,06	0,47	411	500	3,63	0,71	0,66	0,096	1,07	0,63	0,59	0,21	3,87	2,28	294,1	104,4	vérifie	PVC
R43-R44	1171,13	1168,28	36,66	1167,5	1166,28	3,3	1,63	0,47	393	500	4,10	0,81	0,58	0,085	1,04	0,61	0,54	0,20	4,28	2,50	272,1	98,0	vérifie	PVC
R44-R45	1168,28	1166,22	37,85	1165,5	1164,22	3,4	0,78	0,47	391	500	4,14	0,81	0,58	0,084	1,04	0,61	0,54	0,20	4,31	2,52	270,8	97,5	vérifie	PVC
R45-R46	1166,22	1165,89	35,38	1164,22	1163,89	0,9	0	0,47	498	600	2,45	0,69	0,68	0,098	1,07	0,63	0,60	0,21	2,63	1,55	359,5	127,0	vérifie	PVC
R46-R47	1165,89	1163,61	59,1	1163,89	1161,61	3,9	0	0,47	382	600	4,99	1,41	0,33	0,048	0,90	0,53	0,40	0,15	4,49	2,62	237,9	88,4	vérifie	PVC
R47-R48	1163,61	1161,64	29,04	1159,5	1159,14	1,2	2,11	0,99	696	800	3,43	1,72	0,57	0,040	1,04	0,49	0,54	0,13	3,56	1,69	431,6	107,3	vérifie	PVC
R48-R49	1161,64	1154,44	13,04	1152,3	1151,94	2,8	6,84	0,99	599	800	5,11	2,57	0,39	0,027	0,93	0,42	0,43	0,11	4,75	2,17	345,0	89,7	vérifie	PVC
R49-R50	1154,44	1152,81	32,59	1151	1150,31	2,1	0,94	0,99	629	1000	5,20	4,08	0,24	0,017	0,83	0,35	0,33	0,09	4,31	1,84	332,4	91,6	vérifie	BETON
R50-R51	1152,81	1150,02	45,78	1149	1147,52	3,2	1,31	0,99	581	1000	6,42	5,04	0,20	0,014	0,77	0,33	0,30	0,08	4,96	2,10	298,4	83,2	vérifie	BETON
R51-R52	1150,02	1148,37	38,45	1146	1145,87	0,3	1,52	0,99	888	1000	2,08	1,63	0,61	0,042	1,05	0,50	0,56	0,14	2,18	1,04	557,5	137,6	vérifie	BETON
R52-R53	1148,37	1147,19	40,74	1145	1144,69	0,8	0,87	0,99	763	1000	3,12	2,45	0,40	0,028	0,94	0,43	0,44	0,11	2,93	1,35	443,5	114,6	vérifie	BETON
R53-R54	1147,19	1144,45	37,79	1142,5	1141,95	1,5	2,19	0,99	675	1000	4,31	3,38	0,29	0,020	0,87	0,38	0,37	0,10	3,76	1,64	368,2	99,5	vérifie	BETON
R54-R55	1144,45	1142,66	68,89	1141,5	1140,16	1,9	0,45	0,99	640	1000	4,98	3,91	0,25	0,017	0,84	0,36	0,34	0,09	4,18	1,79	339,9	93,4	vérifie	BETON
R55-R56	1142,66	1141,41	34,63	1139,5	1138,91	1,7	0,66	1,49	764	1000	4,66	3,66	0,41	0,019	0,94	0,37	0,44	0,10	4,39	1,72	445,0	96,1	vérifie	BETON
R56-R57	1141,41	1140,26	34,66	1138	1137,76	0,7	0,91	1,49	905	1000	2,97	2,33	0,64	0,070	1,06	0,58	0,58	0,18	3,15	1,73	575,6	177,8	vérifie	BETON
R57-R58	1140,26	1139,83	53,68	1137,76	1137,33	0,8	0	1,49	880	1200	3,61	4,08	0,36	0,040	0,92	0,49	0,42	0,13	3,31	1,78	501,7	161,9	vérifie	BETON
R58-R59	1139,83	1138,98	36,5	1136,7	1136,48	0,6	0,63	1,49	929	1200	3,13	3,54	0,42	0,046	0,95	0,52	0,45	0,14	2,97	1,62	544,1	173,2	vérifie	BETON
R59-R60	1138,98	1138,41	39,81	1136	1135,91	0,2	0,48	1,49	1116	1200	1,92	2,17	0,69	0,075	1,07	0,59	0,61	0,18	2,06	1,14	726,1	221,6	vérifie	BETON
R60-R61	1138,41	1137,31	40,87	1135	1134,81	0,5	0,91	1,49	975	1200	2,75	3,11	0,48	0,075	0,99	0,59	0,49	0,18	2,71	1,63	584,7	220,7	vérifie	BETON
R61-R62	1137,31	1135,92	50,06	1133,5	1133,42	0,2	1,31	1,49	1191	1200	1,61	1,82	0,82	0,128	1,12	0,67	0,69	0,24	1,80	1,09	825,2	290,4	vérifie	BETON
R62-R63	1135,92	1135,46	15,18	1133	1132,96	0,3	0,42	1,99	1209	1500	2,40	4,25	0,47	0,055	0,98	0,55	0,48	0,16	2,36	1,31	722,2	235,4	vérifie	BETON
R63-R64	1135,46	1134,15	28,84	1131,85	1131,65	0,7	1,11	1,99	1008	1500	3,90	6,89	0,29	0,034	0,87	0,47	0,37	0,12	3,39	1,81	548,4	187,3	vérifie	BETON
R64-R65	1134,15	1131,86	35,68	1130,1	1129,36	2,1	1,55	1,99	821	1500	6,74	11,91	0,17	0,020	0,73	0,38	0,28	0,10	4,93	2,54	413,8	147,4	vérifie	BETON
R65-R66	1131,86	1130,74	44,6	1128,7	1128,24	1,0	0,66	1,99	936	1500	4,75	8,40	0,24	0,028	0,82	0,43	0,33	0,11	3,91	2,05	492,4	171,6	vérifie	BETON
R66-DO2	1130,74	1129,12	32,02	1127	1126,62	1,2	1,24	1,99	912	1500	5,10	9,01	0,22	0,026	0,80	0,42	0,32	0,11	4,10	2,14	474,9	166,4	vérifie	BETON

Tableau 03 : Dimensionnement du collecteur C sous bassin 5

tronçons	CTN,am	CTN,av	distance m	CR,am	CR,av	pen- te %	D.CR. AM.AV (m)	Qtot(m³/s)	Dcal(mm)	Dnor(mm)	Vps(m/s)	Qps(m³/s)	RQ	Rqmin	RV	Rvmin	RH	Rhmin	Vec(m/s)	Vecmin(m/s)	Hcal(mm)	Hcal min(mm)	AC	maté
R67-R68	1134,29	1133,47	46,61	1132,29	1131,47	1,8		0,39	413	500	2,98	0,59	0,67	0,116	1,07	0,66	0,59	0,23	3,18	1,96	296,0	115,4	vérifie	PVC
R68R69	1133,47	1132,57	46,04	1131,47	1130,57	2,0	0	0,39	405	500	3,15	0,62	0,63	0,110	1,06	0,65	0,57	0,22	3,33	2,04	285,8	112,4	vérifie	PVC
R69-R70	1132,57	1131,91	33,79	1130,57	1129,91	2,0	0	0,39	405	500	3,14	0,62	0,63	0,110	1,06	0,65	0,57	0,22	3,33	2,04	285,9	112,4	vérifie	PVC
R70-R71	1131,91	1131,43	34,44	1129,91	1129,43	1,4	0	0,39	431	500	2,66	0,52	0,75	0,131	1,09	0,68	0,64	0,24	2,90	1,80	321,8	122,3	vérifie	PVC
R71-R72	1131,43	1130,41	33,76	1129,43	1128,41	3,0	0	0,39	373	500	3,91	0,77	0,51	0,089	1,01	0,62	0,50	0,20	3,93	2,41	251,6	100,4	vérifie	PVC
R72-R73	1130,41	1129,96	39,7	1128,41	1127,96	1,1	0	0,39	448	500	2,40	0,47	0,83	0,145	1,12	0,70	0,70	0,26	2,69	1,67	347,5	128,7	vérifie	PVC
R73-R74	1129,96	1129,33	37,36	1127,96	1127,33	1,7	0	0,78	539	600	3,30	0,93	0,84	0,073	1,13	0,59	0,70	0,18	3,71	1,94	419,6	108,9	vérifie	PVC
R75-R76	1129,33	1128,58	41,71	1127,33	1126,58	1,8	0	0,78	533	600	3,41	0,96	0,81	0,071	1,12	0,58	0,68	0,18	3,80	1,99	409,8	107,1	vérifie	PVC
R76-R77	1128,58	1127,19	45,94	1126,08	1125,19	1,9	0,5	0,78	525	600	3,54	1,00	0,78	0,068	1,10	0,58	0,66	0,18	3,91	2,05	398,6	105,1	vérifie	PVC
R77-R78	1127,19	1126,15	43,34	1124,5	1124,15	0,8	0,69	0,78	690	800	2,77	1,39	0,56	0,049	1,03	0,53	0,53	0,15	2,86	1,46	425,6	118,7	vérifie	PVC
R78-R79	1126,15	1124,18	61,31	1122,5	1122,18	0,5	1,65	0,78	748	800	2,22	1,12	0,70	0,061	1,08	0,56	0,61	0,17	2,39	1,25	489,5	132,4	vérifie	PVC
R79-R80	1124,18	1123,76	28,63	1122,18	1121,76	1,5	0	0,78	617	800	3,73	1,87	0,42	0,036	0,95	0,48	0,45	0,13	3,53	1,78	360,5	103,2	vérifie	PVC
R80-R74	1123,76	1122,76	33,04	1120,9	1120,76	0,4	0,86	0,78	778	800	2,00	1,01	0,77	0,068	1,10	0,58	0,66	0,17	2,21	1,16	528,6	139,6	vérifie	PVC
R74-R81	1122,76	1122,59	22,8	1120,26	1120,09	0,7	0,5	1,16	812	1000	3,08	2,42	0,48	0,028	0,99	0,43	0,49	0,12	3,04	1,34	487,2	115,1	vérifie	BETON
R81-R82	1122,59	1122,46	38,48	1120,09	1119,96	0,3	0	1,16	942	1000	2,08	1,63	0,71	0,042	1,08	0,50	0,62	0,14	2,24	1,04	620,4	137,6	vérifie	BETON
R82-R83	1122,46	1122,37	23,08	1119,96	1119,87	0,4	0	1,16	917	1000	2,23	1,75	0,66	0,093	1,07	0,62	0,59	0,21	2,38	1,39	589,9	206,4	vérifie	BETON
R83-R84	1122,37	1120,88	34,26	1119	1118,38	1,8	0,87	1,16	688	1000	4,80	3,77	0,31	0,043	0,88	0,51	0,38	0,14	4,24	2,44	378,7	140,0	vérifie	BETON
R84-R85	1120,88	1118,63	19,19	1116,5	1116,13	1,9	1,88	1,16	680	1000	4,96	3,90	0,30	0,042	0,88	0,50	0,37	0,14	4,35	2,49	371,9	137,9	vérifie	BETON
R85-R86	1118,63	1112,54	59,33	1111	1110,04	1,6	5,13	1,16	703	1000	4,54	3,57	0,33	0,046	0,89	0,52	0,39	0,14	4,06	2,35	391,0	143,8	vérifie	BETON
R86-R87	1112,54	1109,34	27,26	1107	1106,84	0,6	3,04	1,16	850	1000	2,74	2,15	0,54	0,108	1,02	0,65	0,52	0,22	2,80	1,77	520,5	222,8	vérifie	BETON
R87-IN17	1109,34	1106,99	18,78	1104,6	1104,49	0,6	2,24	1,16	850	1000	2,73	2,15	0,54	0,109	1,02	0,65	0,52	0,22	2,80	1,77	520,8	222,9	vérifie	BETON

Tableau 04 : Dimensionnement du collecteur D sous bassin 8

tronçons	CTN,am	CTN,av	distance m	CR,am	CR,av	penne %	D.CR.AM.AV (m) m	Qtot(m³/s)	Dcal(mm)	Dnor(mm)	Vps(m/s)	Qps(m3/s)	RQ	Rqmin	RV	Rvmin	RH	Rhmin	Vec(m/s)	Vecmin(m/s)	Hcal(mm)	Hcal min(mm)	AC	maté
R89-R90	1130,29	1129,87	29,05	1128,29	1127,87	1,4		0,43	462	500	2,71	0,53	0,81	0,128	1,12	0,67	0,68	0,24	3,02	1,83	341,4	121,2	vérifie	PVC
R90-R91	1129,87	1129,73	26,47	1127,87	1127,73	0,5	0	0,43	564	600	1,80	0,51	0,85	0,134	1,13	0,68	0,71	0,25	2,03	1,23	423,4	148,7	vérifie	PVC
R91-R92	1129,73	1129,66	14,39	1127,73	1127,66	0,5	0	0,43	564	600	1,80	0,51	0,85	0,134	1,13	0,68	0,71	0,25	2,03	1,23	423,4	148,7	vérifie	PVC
R92-R93	1129,66	1129,41	14,74	1127,5	1127,41	0,6	0,16	0,43	543	800	2,41	1,21	0,36	0,056	0,91	0,55	0,41	0,16	2,19	1,32	329,5	127,2	vérifie	PVC
R93-R94	1129,41	1128,42	25,64	1126,61	1126,42	0,7	0,8	0,91	694	800	2,65	1,33	0,68	0,051	1,07	0,54	0,60	0,15	2,84	1,42	482,2	121,3	vérifie	PVC
R94-R95	1128,42	1127,1	27,09	1125,32	1125,1	0,8	1,1	0,91	682	800	2,77	1,39	0,65	0,049	1,06	0,53	0,58	0,15	2,95	1,46	467,3	118,6	vérifie	PVC
R96-R97	1127,1	1126,04	36,39	1124,3	1124,04	0,7	0,8	0,91	698	800	2,60	1,31	0,70	0,052	1,07	0,54	0,61	0,15	2,80	1,40	488,5	122,4	vérifie	PVC
R98-R99	1126,04	1125,03	33,81	1123,34	1123,03	0,9	0,7	0,91	666	800	2,95	1,48	0,61	0,046	1,05	0,52	0,56	0,14	3,10	1,53	449,3	115,2	vérifie	PVC
R99-R96	1125,03	1123,89	33,78	1122,03	1121,89	0,4	1	0,91	773	800	1,98	1,00	0,91	0,068	1,14	0,58	0,75	0,18	2,26	1,15	596,4	140,4	vérifie	PVC
R96-R100	1123,89	1122,45	35,4	1120,69	1120,45	0,7	1,2	0,91	705	800	2,53	1,27	0,71	0,053	1,08	0,54	0,62	0,15	2,74	1,37	497,8	124,0	vérifie	PVC
R100-R101	1122,45	1121,97	31,06	1120,25	1119,97	0,9	0,2	0,91	668	800	2,92	1,47	0,62	0,046	1,05	0,52	0,56	0,14	3,08	1,52	451,7	115,6	vérifie	PVC
R101-R102	1121,97	1120,53	33,03	1118,87	1118,53	1,0	1,1	0,91	652	800	3,12	1,57	0,58	0,043	1,04	0,51	0,54	0,14	3,25	1,59	433,8	112,0	vérifie	PVC
R102-R103	1120,53	1119,79	25,79	1118,03	1117,79	0,9	0,5	1,29	757	800	2,97	1,49	0,86	0,046	1,13	0,52	0,72	0,14	3,37	1,53	573,0	114,8	vérifie	PVC
R103-R104	1119,79	1118	21,4	1116,24	1116	1,1	1,55	1,29	731	800	3,26	1,64	0,79	0,042	1,11	0,50	0,67	0,14	3,61	1,63	535,1	109,8	vérifie	PVC
R104-R105	1118	1117,83	32,82	1115,5	1115,33	0,5	0,5	1,29	905	1000	2,57	2,02	0,64	0,034	1,06	0,47	0,58	0,12	2,72	1,20	576,0	124,8	vérifie	B2TON
R105-R106	1117,83	1112,94	30,65	1111	1110,44	1,8	4,33	1,29	715	1000	4,83	3,79	0,34	0,043	0,90	0,51	0,40	0,14	4,36	2,45	401,4	139,7	vérifie	B2TON
R106-R107	1112,94	1108,95	45,04	1107	1106,45	1,2	3,44	1,29	771	1000	3,95	3,10	0,42	0,053	0,95	0,54	0,45	0,15	3,74	2,13	450,6	154,0	vérifie	B2TON
R107-R108	1108,95	1106,84	27,31	1104,45	1104,34	0,4	2	1,29	949	1000	2,27	1,78	0,72	0,092	1,08	0,62	0,63	0,20	2,46	1,41	628,8	204,6	vérifie	B2TON
R108-IN19	1106,84	1105,64	39,9	1103,34	1103,14	0,5	1	1,29	911	1000	2,53	1,99	0,65	0,082	1,06	0,61	0,58	0,19	2,69	1,53	582,3	193,3	vérifie	B2TON

Tableau 05 : Dimensionnement du collecteur E sous bassin 07 et 09

tronçons	CTN,am	CTN,av	distance m	CR,am	CR,av	pen te %	D.CR. AM.AV (m)	Qtot(m³/s)	Dcal(mm)	Dnor(mm)	Vps(m/s)	Qps(m3/s)	RQ	Rqmin	RV	Rvmin	RH	Rhmin	Vec(m/s)	Vecmin(m/s)	Hcal mm)	Hcal min(mm)	AC	matér
R109-R110	1174,29	1173,38	100,81	1172,29	1171,38	0,9		0,31	446	500	2,14	0,42	0,74	0,16	1,09	0,72	0,64	0,27	2,33	1,55	318,86	136,0	Vérifie	PVC
R110-R111	1173,38	1172,61	22,3	1171	1170,61	1,7	0,38	0,31	394	500	2,98	0,58	0,53	0,12	1,02	0,66	0,52	0,23	3,03	1,96	257,75	115,6	Vérifie	PVC
R111-R112	1172,61	1170,32	32,74	1169	1168,32	2,1	1,61	0,31	382	500	3,24	0,64	0,49	0,11	0,99	0,64	0,49	0,22	3,22	2,09	245,81	110,7	Vérifie	PVC
R112-R113	1170,32	1168,68	30,22	1167,5	1166,68	2,7	0,82	0,31	363	500	3,71	0,73	0,43	0,09	0,95	0,62	0,46	0,21	3,53	2,31	228,29	103,3	Vérifie	PVC
R113-R114	1168,68	1168,12	21,45	1166,68	1166,12	2,6	0	0,31	366	500	3,64	0,71	0,43	0,10	0,96	0,63	0,46	0,21	3,48	2,28	230,77	104,3	Vérifie	PVC
R114-R115	1168,12	1169,6	76,87	1166,12	1166	0,2	0	0,31	620	800	1,22	0,61	0,51	0,11	1,00	0,65	0,50	0,23	1,22	0,79	402,20	180,8	Vérifie	PVC
R115-R116	1169,6	1164,67	43,4	1164	1162,67	3,1	2	0,62	460	800	5,39	2,71	0,23	0,03	0,81	0,42	0,32	0,11	4,39	2,24	257,99	87,7	Vérifie	PVC
R116-R117	1164,67	1162,65	56,02	1161,67	1160,65	1,8	1	0,62	507	800	4,15	2,09	0,30	0,03	0,88	0,46	0,37	0,12	3,64	1,91	297,07	98,3	Vérifie	PVC
R117-R118	1162,65	1161,76	46,1	1160,65	1159,76	1,9	0	0,62	502	800	4,28	2,15	0,29	0,03	0,87	0,45	0,37	0,12	3,72	1,94	292,21	97,1	Vérifie	PVC
R118-R119	1161,76	1160,28	56,36	1159,76	1158,28	2,6	0	0,62	474	800	4,99	2,51	0,25	0,03	0,83	0,43	0,34	0,11	4,16	2,14	268,64	90,7	Vérifie	PVC
R119-R120	1160,28	1157,98	50,33	1156,5	1155,98	1,0	1,78	0,62	564	800	3,13	1,57	0,39	0,04	0,93	0,51	0,44	0,14	2,92	1,59	349,61	111,9	Vérifie	PVC
R120-R121	1157,98	1157,15	18,58	1155,5	1155,15	1,9	0,48	1,01	605	800	4,22	2,12	0,48	0,03	0,99	0,46	0,49	0,12	4,16	1,93	388,28	97,6	Vérifie	PVC
R-121-R122	1157,15	1153,77	39,24	1152,8	1151,77	2,6	2,35	1,01	569	800	4,99	2,51	0,40	0,03	0,94	0,43	0,44	0,11	4,68	2,14	353,97	90,7	vérifie	PVC
R122-R123	1153,77	1148,97	38,98	1148,5	1146,97	3,9	3,27	1,01	528	800	6,10	3,07	0,33	0,02	0,90	0,40	0,39	0,10	5,47	2,42	315,27	83,1	Vérifie	PVC
R-123-R124	1148,97	1145,58	32,84	1144,5	1143,58	2,8	2,47	1,01	562	800	5,15	2,59	0,39	0,03	0,93	0,42	0,43	0,11	4,80	2,18	347,47	89,4	Vérifie	PVC
R124-R125	1145,58	1142,07	28,9	1141	1140,07	3,2	2,58	1,01	548	800	5,52	2,78	0,36	0,06	0,92	0,56	0,42	0,16	5,06	3,08	333,89	130,2	Vérifie	PVC
R125-R126	1142,07	1138,53	30,18	1137,6	1136,53	3,5	2,47	1,01	538	800	5,80	2,91	0,35	0,06	0,91	0,55	0,41	0,16	5,26	3,19	324,67	127,0	Vérifie	PVC
R126-R127	1138,53	1134,64	45,11	1134,3	1132,64	3,7	2,23	1,01	534	800	5,90	2,97	0,34	0,06	0,90	0,55	0,40	0,16	5,33	3,23	321,20	125,9	Vérifie	PVC
R127-R128	1134,64	1132,71	18,02	1131,14	1130,71	2,4	1,5	1,01	579	800	4,75	2,39	0,42	0,07	0,95	0,58	0,45	0,18	4,52	2,76	363,63	140,5	Vérifie	PVC
R128-R129	1132,71	1130,34	38,77	1129,5	1128,34	3,0	1,21	1,01	555	800	5,32	2,68	0,38	0,09	0,92	0,61	0,43	0,20	4,92	3,27	340,97	159,1	Vérifie	PVC
R129-R130	1130,34	1128,92	20,18	1127,5	1126,92	2,9	0,84	1,4	632	800	5,22	2,62	0,53	0,09	1,02	0,62	0,52	0,20	5,32	3,22	413,77	160,8	Vérifie	PVC
R130-R131	1128,92	1127,55	23,15	1126	1125,55	1,9	0,92	1,4	680	800	4,29	2,16	0,65	0,11	1,06	0,65	0,58	0,22	4,56	2,77	465,57	177,9	Vérifie	PVC
R131-R132	1127,55	1125,64	38,82	1125	1123,64	3,5	0,55	1,4	609	800	5,76	2,90	0,48	0,08	0,99	0,60	0,49	0,19	5,70	3,47	391,77	152,7	Vérifie	PVC
R132-R133	1125,64	1124,36	34	1123,64	1122,36	3,8	0	1,4	601	800	5,97	3,00	0,47	0,08	0,98	0,60	0,48	0,19	5,85	3,57	384,10	149,9	Vérifie	PVC
R133-R134	1124,36	1122,99	28,37	1121,36	1120,99	1,3	1	1,4	733	800	3,52	1,77	0,79	0,13	1,11	0,68	0,67	0,25	3,90	2,39	537,70	196,6	Vérifie	PVC
R134-R135	1122,99	1121,48	38,71	1120,99	1119,48	3,9	0	1,4	597	800	6,08	3,06	0,46	0,08	0,97	0,60	0,48	0,19	5,92	3,62	380,36	148,5	Vérifie	PVC
R135-R136	1121,48	1121,34	37,04	1118,98	1118,84	0,4	0,5	1,4	990	1000	2,20	1,72	0,81	0,14	1,12	0,68	0,68	0,25	2,45	1,50	684,33	248,7	Vérifie	BETON
R136-R137	1121,34	1119,97	33,02	1117,84	1117,47	1,1	1	1,4	808	1000	3,78	2,97	0,47	0,08	0,98	0,60	0,48	0,19	3,71	2,27	483,01	188,4	Vérifie	BETON
R137-R138	1119,97	1119,04	27,97	1116,77	1116,54	0,8	0,7	1,4	856	1000	3,24	2,54	0,55	0,09	1,03	0,62	0,53	0,20	3,33	2,01	526,22	204,2	Vérifie	BETON
R138-R139	1119,04	1118,25	27,67	1116	1115,75	0,9	0,54	1,79	922	1000	3,39	2,67	0,67	0,09	1,07	0,61	0,60	0,20	3,63	2,09	595,42	199,3	Vérifie	BETON
R139-R140	1118,25	1118,04	19,11	1115,75	1115,54	1,1	0	1,79	889	1000	3,74	2,94	0,61	0,08	1,05	0,60	0,56	0,19	3,94	2,25	558,52	189,4	Vérifie	BETON
R140-R141	1118,04	1117,5	16,98	1115,54	1115,5	0,2	0	1,79	1186	1200	1,96	2,21	0,81	0,11	1,12	0,64	0,68	0,22	2,18	1,26	818,74	263,3	Vérifie	BETON
R141-R142	1117,5	1117,46	18,31	1115,1	1114,96	0,8	0,4	1,79	951	1200	3,53	3,99	0,45	0,06	0,97	0,56	0,47	0,16	3,41	1,96	564,04	194,3	Vérifie	BETON
R142-R143	1117,46	1117,24	4,14	1114,76	1114,74	0,5	0,2	2,56	1037	1200	2,80	3,17	0,56	0,07	1,03	0,59	0,53	0,18	2,90	1,65	640,76	218,5	Vérifie	BETON
R143-R144	1117,24	1116,17	10,28	1113,74	1113,67	0,7	1	2,56	972	1200	3,33	3,76	0,48	0,06	0,98	0,56	0,49	0,17	3,28	1,88	582,36	200,1	Vérifie	BETON
R144-R145	1116,17	1115,33	8,17	1112,85	1112,83	0,2	0,82	2,56	1178	1200	2,00	2,26	0,79	0,10	1,11	0,64	0,67	0,22	2,21	1,27	807,12	260,7	Vérifie	BETON
R145-R146	1115,33	1114,45	8,42	1112	1111,95	0,6	0,83	2,56	998	1200	3,11	3,52	0,51	0,07	1,01	0,58	0,50	0,17	3,13	1,79	604,67	207,2	Vérifie	BETON
R146-R147	1114,45	1113,67	7,54	1111,2	1111,17	0,4	0,75	2,56	1075	1200	2,54	2,88	0,62	0,08	1,06	0,60	0,57	0,19	2,68	1,54	679,42	229,9	Vérifie	BETON
R147-R148	1113,67	1112,73	8,72	1110,3	1110,23	0,8	0,87	2,56	943	1200	3,61	4,09	0,44	0,06	0,96	0,55	0,46	0,16	3,47	2,00	556,47	191,9	Vérifie	BETON
R148-R149	1112,73	1111,3	12,71	1108,9	1108,8	0,8	1,33	2,56	946	1200	3,58	4,05	0,44	0,06	0,96	0,55	0,47	0,16	3,45	1,98	559,59	192,9	Vérifie	BETON
R149-R150	1111,3	1110,07	17,84	1107,67	1107,57	0,6	1,13	2,56	1008	1200	3,02	3,42	0,52	0,07	1,01	0,58	0,51	0,18	3,06	1,75	614,40	210,3	Vérifie	BETON

**Tableau 05 : Dimensionnement du collecteur E sous bassin 07 et 09 (suite)**

tronçons	CTN,am	CTN,av	distance m	CR,am	CR,av	penne %	D.C.R. AM.AV (m)	Qtot(m <sup>3</sup> /s)	Dcal(mm)	Dnor(mm)	Vps(m/s)	Qps(m <sup>3</sup> /s)	RQ	Rqmin	RV	Rvmin	RH	Rhmin	Vec(m/s)	Vecmin(m/s)	Hcal (mm)	Hcal min(mm)	AC	matér
R150-R151	1110,07	1109,64	13,95	1107,27	1107,14	0,9	0,3	2.56	856	1200	3,89	4,40	0,41	0,05	0,94	0,54	0,44	0,15	3,67	2,10	533,62	184,9	Vérifie	BETON
R151-R152	1109,64	1109,23	15,65	1106,83	1106,73	0,6	0,31	2.56	919	1200	3,22	3,65	0,49	0,09	0,99	0,61	0,49	0,20	3,21	1,98	592,61	238,9	Vérifie	BETON
R152-R153	1109,23	1108,75	20,75	1106,43	1106,25	0,9	0,3	2.56	868	1200	3,76	4,25	0,42	0,07	0,95	0,59	0,45	0,18	3,57	2,23	544,52	220,6	Vérifie	BETON
R153-R154	1108,75	1107,15	13,56	1104,7	1104,65	0,4	1,55	2.56	1019	1200	2,45	2,77	0,65	0,11	1,06	0,66	0,58	0,23	2,60	1,61	696,36	275,2	Vérifie	BETON
R154-IN32	1107,15	1103,06	26,07	1101	1100,56	1,7	3,7	2.56	766	1200	5,24	5,93	0,30	0,05	0,88	0,54	0,37	0,16	4,61	2,84	449,91	186,2	vérifie	BETON

Tableau 06 : Dimensionnement du collecteur F sous bassin 11

tronçons	CTN,am	CTN,av	distance	CR,am	CR,qv	penne%	D.CR. AM.AV (m)	Qtot(m³/s)	Dcal(mm)	Dnor(mm)	Vps(m/s)	Qps(m³/s)	RQ	Rqmin	RV	Rvmin	RH	Rhmin	Vec(m/s)	Vecmin(m/s)	Hcal(mm)	Hcal min(mm)		
R155-R156	1139,96	1139,21	21,97	1137,96	1137,21	3,4		0,23	311	500	4,16	0,816	0,28	0,083	0,87	0,61	0,36	0,19	3,60	2,53	180,3	97,31	vérifie	PVC
R156-R157	1139,21	1137,4	26,14	1135,71	1135,4	1,2	1,5	0,23	379	600	2,77	0,782	0,29	0,087	0,87	0,61	0,37	0,20	2,42	1,70	221,5	119,38	vérifie	PVC
R157-R158	1137,4	1135,57	24,78	1134,07	1133,57	2,0	1,33	0,23	343	600	3,61	1,020	0,23	0,067	0,81	0,58	0,32	0,17	2,92	2,08	192,0	103,99	vérifie	PVC
R158-R159	1135,57	1132,44	33,28	1131,5	1130,44	3,2	2,07	0,23	315	600	4,53	1,282	0,18	0,053	0,75	0,54	0,29	0,15	3,40	2,45	171,3	92,67	vérifie	PVC
R159-R160	1132,44	1128,39	36,08	1127,44	1126,39	2,9	3	0,23	320	600	4,33	1,226	0,19	0,056	0,76	0,55	0,29	0,16	3,30	2,38	175,2	94,77	vérifie	PVC
R160-R161	1128,39	1125,23	28,03	1124,09	1123,23	3,1	2,3	0,46	411	800	5,39	2,710	0,17	0,025	0,73	0,42	0,28	0,11	3,96	2,24	222,4	87,69	vérifie	PVC
R161-R162	1125,23	1123,32	30,13	1121,63	1121,32	1,0	1,6	0,46	505	800	3,12	1,569	0,29	0,043	0,87	0,51	0,37	0,14	2,73	1,59	294,9	112,06	vérifie	PVC
R162-R163	1123,32	1121,62	26,91	1120,5	1119,62	3,3	0,82	0,46	407	800	5,57	2,798	0,16	0,024	0,73	0,41	0,27	0,11	4,05	2,29	219,0	86,48	vérifie	PVC
R163-R164	1121,62	1119,68	33,97	1118,5	1117,68	2,4	1,12	0,46	430	800	4,78	2,404	0,19	0,028	0,77	0,44	0,29	0,12	3,66	2,08	235,8	92,39	vérifie	PVC
R164-R165	1119,68	1118,21	29,43	1116,51	1116,21	1,0	1,17	0,46	506	800	3,11	1,562	0,29	0,044	0,87	0,51	0,37	0,14	2,72	1,58	295,7	112,30	vérifie	PVC
R165-R166	1118,21	1118,15	31,91	1115,71	1115,65	0,2	0,5	0,69	866	1000	1,55	1,216	0,57	0,056	1,04	0,55	0,54	0,16	1,60	0,85	535,4	158,54	vérifie	BETON
R166-R167	1118,15	1118,13	20,05	1115,65	1115,63	0,1	0	0,69	975	1000	1,13	0,886	0,78	0,077	1,10	0,60	0,66	0,19	1,25	0,67	663,5	186,48	vérifie	BETON
R167-R168	1118,13	1118,03	18,7	1115,63	1115,53	0,5	0	0,69	712	1000	2,61	2,051	0,34	0,033	0,90	0,46	0,40	0,12	2,35	1,21	398,8	123,88	vérifie	BETON
R168-R169	1118,03	1117,79	30,31	1115,53	1115,29	0,8	0	0,69	661	1000	3,18	2,496	0,28	0,027	0,86	0,43	0,36	0,11	2,74	1,36	356,7	113,60	vérifie	BETON
R169-R170	1117,79	1117,67	24,51	1115,29	1115,17	0,5	0	0,92	806	1000	2,50	1,963	0,47	0,035	0,98	0,47	0,48	0,13	2,45	1,17	481,5	126,35	vérifie	BETON
R170-R171	1117,67	1117,17	22,24	1115,17	1114,67	2,2	0	0,92	606	1000	5,36	4,206	0,22	0,039	0,80	0,49	0,32	0,13	4,29	2,62	315,1	133,10	vérifie	BETON
R171-R172	1117,17	1116,17	36,06	1114,67	1113,67	2,8	0	1,17	637	1000	5,95	4,671	0,25	0,035	0,84	0,47	0,34	0,13	4,98	2,80	338,1	126,88	vérifie	BETON
R172-R173	1116,17	1114,97	26,63	1112,67	1112,47	0,8	1	1,17	814	1200	3,50	3,953	0,30	0,041	0,88	0,50	0,37	0,14	3,06	1,75	444,7	164,38	vérifie	BETON
R173-R174	1114,97	1113,08	32,65	1110,97	1110,58	1,2	1,5	1,17	746	1200	4,41	4,985	0,23	0,033	0,82	0,46	0,33	0,12	3,62	2,03	392,0	147,88	vérifie	BETON
R174-R175	1113,08	1111,85	21,37	1109,58	1109,35	1,1	1	1,17	761	1200	4,18	4,732	0,25	0,049	0,83	0,53	0,34	0,15	3,49	2,21	402,9	178,52	vérifie	BETON
R175-R176	1111,85	1110,53	20,87	1108,35	1108,03	1,5	1	1,17	712	1200	4,99	5,648	0,21	0,041	0,79	0,50	0,31	0,14	3,93	2,49	367,8	164,09	vérifie	BETON
R176-R177	1110,53	1108,7	26,1	1106,53	1106,2	1,3	1,5	1,17	738	1200	4,54	5,129	0,23	0,045	0,81	0,52	0,32	0,14	3,69	2,34	386,3	171,72	vérifie	BETON
R177-R178	1108,7	1105,56	29,35	1103,58	1103,06	1,8	2,62	1,17	693	1200	5,37	6,072	0,19	0,038	0,77	0,49	0,30	0,13	4,12	2,61	354,9	158,69	vérifie	BETON
R178-R179	1105,56	1103,37	24,27	1101,06	1100,87	0,8	2	1,17	808	1200	3,57	4,036	0,29	0,058	0,87	0,55	0,37	0,16	3,11	1,98	439,6	193,13	vérifie	BETON
R179-R180	1103,37	1101,94	27,52	1100	1099,44	2,0	0,87	1,17	675	1200	5,75	6,507	0,18	0,036	0,75	0,48	0,29	0,13	4,31	2,73	343,1	153,75	vérifie	BETON
R180-R181	1101,94	1100,27	31,3	1098,14	1097,77	1,2	1,3	1,17	698	1200	4,39	4,959	0,24	0,047	0,82	0,52	0,33	0,15	3,60	2,28	393,1	174,51	vérifie	BETON
R181-IN34	1100,27	1099,63	23	1097,37	1097,13	1,0	0,4	1,17	765	1200	4,12	4,660	0,25	0,050	0,84	0,53	0,34	0,15	3,45	2,19	406,2	179,87	vérifie	BETON

Tableau 07 : Dimensionnement du collecteur G sous bassin 10 et 12

Tronçons	CTN,am	CTN,av	distance m	CR,am	CR,av	pent %	D.CR AM.AV (m)	Qtot(m³/s)	Dcal(mm)	Dnor(mm)	Vps(m/s)	Qps(m3/s)	RQ	Rqmin	RV	Rvmin	RH	Rhmin	Vec(m/s)	Vecmin(m/s)	Hcal(mm)	Hcal min(mm)	AC	maté
R182-R183	1159,35	1155,62	62,85	1157,35	1153,62	5,9		0,35	328	500	5,48	1,08	0,33	0,063	0,89	0,57	0,39	0,17	4,90	3,12	195,6	84,3	vérifie	PVC
R183-R184	1155,62	1155,45	40,52	1153,62	1153,45	0,4	0	0,35	539	600	1,65	0,47	0,75	0,146	1,09	0,70	0,65	0,26	1,80	1,15	387,9	155,3	vérifie	PVC
R184-R185	1155,45	1155,18	31,11	1153,45	1153,18	0,9	0	0,35	471	600	2,37	0,67	0,52	0,102	1,01	0,64	0,51	0,22	2,40	1,51	306,8	129,4	vérifie	PVC
R185-R186	1155,18	1155,13	62,82	1153,18	1153,13	0,1	0	0,35	736	800	0,87	0,44	0,80	0,156	1,11	0,72	0,68	0,27	0,97	0,62	542,5	213,6	vérifie	PVC
R186-R187	1155,13	1155,08	29,43	1153,13	1153,08	0,2	0	0,35	639	800	1,27	0,64	0,55	0,107	1,03	0,64	0,53	0,22	1,30	0,82	420,3	176,9	vérifie	PVC
R187-R188	1155,08	1155,03	55,84	1153,08	1153,03	0,1	0	0,35	720	800	0,92	0,46	0,76	0,147	1,09	0,70	0,65	0,26	1,01	0,65	519,1	207,5	vérifie	PVC
R188-R189	1155,03	1154,83	38,29	1153,03	1152,83	0,5	0	0,35	518	800	2,22	1,12	0,31	0,061	0,89	0,56	0,38	0,17	1,97	1,25	306,1	132,3	vérifie	PVC
R190-R191	1154,83	1153,99	37,32	1152,83	1151,99	2,3	0	0,70	510	800	4,62	2,32	0,30	0,029	0,88	0,44	0,37	0,12	4,06	2,04	299,7	93,8	vérifie	PVC
R191-R192	1153,99	1153,44	39,4	1151,99	1151,44	1,4	0	0,70	558	800	3,64	1,83	0,38	0,037	0,93	0,48	0,43	0,13	3,37	1,75	343,8	104,4	vérifie	PVC
R192-R193	1153,44	1150,5	55,72	1149,5	1148,5	1,8	1,94	0,70	532	800	4,12	2,07	0,34	0,033	0,90	0,46	0,40	0,12	3,72	1,90	319,8	98,6	vérifie	PVC
R193-R194	1150,5	1148,13	55,24	1146,5	1146,13	0,7	2	0,70	641	800	2,52	1,27	0,55	0,054	1,03	0,54	0,53	0,16	2,59	1,37	422,0	124,3	vérifie	PVC
R194-R195	1148,13	1146,25	39,05	1145	1144,25	1,9	1,13	0,70	526	800	4,27	2,14	0,33	0,032	0,90	0,45	0,39	0,12	3,82	1,94	313,6	97,2	vérifie	PVC
R195-R196	1146,25	1144,8	36,55	1143,5	1142,8	1,9	0,75	1,05	612	800	4,26	2,14	0,49	0,032	0,99	0,45	0,49	0,12	4,24	1,94	394,9	97,2	vérifie	PVC
R196-R197	1144,8	1143,82	18,13	1142	1141,82	1,0	0,8	1,05	693	800	3,07	1,54	0,68	0,044	1,07	0,51	0,60	0,14	3,28	1,57	481,2	113,0	vérifie	PVC
R197-R198	1143,82	1142,88	17,89	1141	1140,88	0,7	0,82	1,05	746	800	2,52	1,27	0,83	0,054	1,12	0,54	0,69	0,16	2,83	1,37	555,8	124,3	vérifie	PVC
R198-R199	1142,88	1141,89	19,14	1140	1139,89	0,6	0,88	1,05	767	800	2,33	1,17	0,90	0,140	1,14	0,69	0,73	0,25	2,66	1,61	587,6	202,2	vérifie	PVC
R199-R200	1141,89	1140,93	18,61	1138,5	1138,43	0,4	1,89	1,05	890	1000	2,19	1,72	0,61	0,095	1,05	0,63	0,56	0,21	2,30	1,37	559,4	208,3	vérifie	BETON
R201-R202	1140,93	1140,17	18,39	1138	1137,67	1,8	0,43	1,05	664	1000	4,78	3,76	0,28	0,044	0,86	0,51	0,36	0,14	4,13	2,43	358,9	140,3	vérifie	BETON
R202-R203	1140,17	1139,41	17,94	1137	1136,91	0,5	0,67	1,05	843	1000	2,53	1,99	0,53	0,082	1,02	0,61	0,51	0,19	2,57	1,53	514,3	193,3	vérifie	BETON
R203-R204	1139,41	1138,66	19,48	1136,5	1136,16	1,7	0,41	1,45	753	1000	4,72	3,71	0,39	0,063	0,93	0,57	0,44	0,17	4,40	2,68	435,1	168,0	vérifie	BETON
R204-R205	1138,66	1137,92	18,66	1135,85	1135,42	2,3	0,31	1,45	715	1000	5,42	4,26	0,34	0,055	0,90	0,55	0,40	0,16	4,90	2,96	401,6	156,7	vérifie	BETON
R205-R20+	1137,92	1137,67	55,89	1135,42	1135,17	0,4	0	1,45	972	1000	2,39	1,88	0,77	0,124	1,10	0,67	0,66	0,24	2,63	1,60	659,7	238,6	vérifie	BETON
R206-R207	1137,67	1137,41	25,07	1135,17	1134,91	1,0	0	1,45	830	1000	3,64	2,86	0,51	0,082	1,00	0,60	0,50	0,19	3,66	2,20	503,0	192,3	vérifie	BETON
R207-R208	1137,41	1136,42	29,75	1134	1133,92	0,3	0,91	1,45	1069	1200	2,09	2,37	0,61	0,099	1,05	0,63	0,56	0,21	2,20	1,32	673,1	254,5	vérifie	BETON
R208-R209	1136,42	1135,5	27,13	1133,5	1133	1,8	0,42	1,45	745	1200	5,48	6,19	0,23	0,038	0,82	0,48	0,33	0,13	4,49	2,65	391,5	157,3	vérifie	BETON
R209-R210	1135,5	1133,75	29,03	1131,5	1131,25	0,9	1,5	1,45	803	1200	3,74	4,23	0,34	0,055	0,90	0,55	0,40	0,16	3,39	2,05	483,6	188,6	vérifie	BETON
R210-R211	1133,75	1131,48	22,69	1129,25	1128,98	1,2	2	1,45	809	1200	4,40	4,98	0,29	0,047	0,87	0,52	0,37	0,15	3,84	2,29	440,9	174,2	vérifie	BETON
R211-R212	1131,48	1128,56	28,28	1126,5	1126,06	1,6	2,48	1,45	770	1200	5,03	5,69	0,25	0,041	0,84	0,50	0,34	0,14	4,23	2,51	409,5	163,5	vérifie	BETON
R212-R213	1128,56	1125,19	31,03	1124	1122,69	4,2	2,06	1,45	638	1200	8,29	9,37	0,15	0,025	0,71	0,41	0,27	0,11	5,91	3,43	318,9	130,9	vérifie	BETON
R213-R214	1125,19	1122,79	22,43	1120,69	1120,29	1,8	2	1,85	822	1200	5,39	6,09	0,30	0,038	0,88	0,49	0,38	0,13	4,75	2,62	451,3	158,4	vérifie	BETON
R214-R215	1122,79	1120,51	25,94	1119	1118,01	3,8	1,29	1,85	713	1200	7,88	8,91	0,21	0,026	0,79	0,42	0,31	0,11	6,21	3,33	368,2	133,8	vérifie	BETON
R215-R216	1120,51	1118,75	33,94	1116,56	1116,25	0,9	1,45	1,85	932	1200	3,85	4,36	0,42	0,053	0,95	0,54	0,46	0,15	3,67	2,09	546,7	185,8	vérifie	BETON
R216-R217	1118,75	1118,34	29,28	1116	1115,84	0,5	0,25	1,85	1026	1200	2,98	3,37	0,55	0,069	1,03	0,58	0,53	0,18	3,06	1,73	630,3	211,7	vérifie	BETON

Tableau 07 : Dimensionnement du collecteur G sous bassin 10 et 12 (suite)

tronçons	CTN,am	CTN,av	distance m	CR,am	CR,av	pent %	D.CR. AM.AV (m)	Qtot(m³/s)	Dcal(mm)	Dnor(mm)	Vps(m/s)	Qps(m³/s)	RQ	Rqmin	RV	Rvmin	RH	Rhmin	Vec(m/s)	Vecmin(m/s)	Hcal(mm)	Hcal min(mm)	AC	maté
R217-R218	1118,34	1117,95	26,89	1115,7	1115,45	0,9	0,14	1,85	929	1200	3,89	4,40	0,42	0,053	0,95	0,54	0,45	0,15	3,69	2,10	544,0	185,0	vérifie	BETON
R218-R219	1117,95	1117,58	25,53	1115,25	1115,08	0,7	0,2	1,85	989	1200	3,29	3,72	0,50	0,063	1,00	0,57	0,50	0,17	3,29	1,86	596,6	201,2	vérifie	BETON
R219-R220	1117,58	1117,08	11,39	1114,68	1114,58	0,9	0,4	1,85	939	1500	4,39	7,75	0,24	0,030	0,83	0,45	0,33	0,12	3,62	1,95	494,4	177,8	vérifie	BETON
R221-R222	1117,08	1116,23	34,92	1114	1113,73	0,8	0,58	2,16	1019	1500	4,12	7,27	0,30	0,032	0,88	0,46	0,37	0,12	3,61	1,88	557,0	182,8	vérifie	BETON
R222-R223	1116,23	1115,31	41,65	1113	1112,81	0,5	0,73	2,16	1125	1500	3,16	5,59	0,39	0,042	0,93	0,50	0,43	0,14	2,94	1,58	648,3	206,2	vérifie	BETON
R223-R224	1115,31	1114,45	42,99	1112,2	1111,95	0,6	0,61	2,16	1075	1500	3,57	6,31	0,34	0,037	0,90	0,48	0,40	0,13	3,23	1,71	604,5	194,9	vérifie	BETON
R224-R225	1114,45	1113,91	31,76	1111,65	1111,41	0,8	0,3	2,16	1023	1500	4,07	7,19	0,30	0,032	0,88	0,46	0,37	0,12	3,58	1,86	560,7	183,8	vérifie	BETON
R225-R226	1113,91	1113,37	31,62	1111,01	1110,87	0,4	0,4	2,16	1131	1500	3,11	5,50	0,39	0,042	0,93	0,50	0,44	0,14	2,91	1,57	653,9	207,6	vérifie	BETON
R226-R227	1113,37	1112,83	64,45	1110,87	1110,33	0,8	0	2,16	937	1500	4,28	7,57	0,29	0,031	0,87	0,45	0,36	0,12	3,72	1,92	544,6	179,6	vérifie	BETON
R227-R228	1112,83	1112,11	26,24	1109,83	1109,61	0,8	0,5	2,16	937	1500	4,29	7,57	0,29	0,042	0,87	0,50	0,36	0,14	3,72	2,15	544,5	206,8	vérifie	BETON
R228-R229	1112,11	1111,28	32,07	1109	1108,78	0,7	0,61	2,16	973	1500	3,88	6,85	0,32	0,046	0,89	0,52	0,38	0,14	3,44	2,01	576,4	216,9	vérifie	BETON
R229-R230	1111,28	1108,68	26,61	1106,61	1106,18	1,6	2,17	2,16	829	1500	5,95	10,51	0,21	0,030	0,78	0,45	0,31	0,12	4,67	2,66	457,9	178,2	vérifie	BETON
R230-R231	1108,68	1106,27	56,39	1104,18	1103,77	0,7	2	2,16	962	1500	3,99	7,05	0,31	0,045	0,88	0,51	0,38	0,14	3,52	2,05	566,9	213,9	vérifie	BETON
R231-R232	1106,27	1105,59	68,47	1103,77	1103,09	1,0	0	2,16	908	1500	4,66	8,24	0,26	0,039	0,85	0,49	0,35	0,13	3,96	2,28	519,7	198,9	vérifie	BETON
R232-R233	1105,59	1098,34	30,6	1097,59	1095,84	5,7	5,5	2,16	654	1500	11,19	19,78	0,11	0,001	0,65	0,20	0,22	0,03	7,25	2,20	335,4	41,6	vérifie	BETON
R233-R234	1098,34	1098,07	35	1095,84	1095,57	0,8	0	2,16	952	1500	4,11	7,26	0,30	0,004	0,88	0,22	0,37	0,04	3,60	0,92	557,4	64,1	vérifie	BETON
R234-R235	1098,07	1097,46	19,55	1095,27	1094,96	1,6	0,3	2,16	832	1500	5,89	10,41	0,21	0,002	0,79	0,21	0,31	0,04	4,64	1,25	460,1	53,7	vérifie	BETON
R235-R236	1097,46	1096,81	7,84	1094,46	1094,31	1,9	0,5	2,16	803	1500	6,47	11,44	0,19	0,002	0,76	0,21	0,29	0,03	4,93	1,35	439,2	51,5	vérifie	BETON
R236-R237	1096,81	1095,72	11,73	1093,31	1093,22	0,8	1	2,16	953	1500	4,10	7,24	0,30	0,007	0,88	0,26	0,37	0,06	3,60	1,09	558,3	91,7	vérifie	BETON
R237-R238	1095,72	1093,93	20,73	1091,62	1091,43	0,9	1,6	2,16	922	1500	4,48	7,92	0,27	0,007	0,86	0,26	0,35	0,06	3,84	1,16	531,2	87,7	vérifie	BETON
R238-IN50	1093,93	1092,79	31,03	1090,43	1090,29	0,5	1	2,16	1053	1500	3,14	5,56	0,39	0,012	0,93	0,32	0,43	0,08	2,93	0,99	650,3	119,2	vérifie	BETON

D.CR.AM. AV : différence entre les cote radier amont et aval d'un regard.

**Tableau 08 : Dimensionnement intercepteur partie 01**

Tronçon	Q calculé (m <sup>3</sup> /s)	D théo (mm)	D int (mm)	Pente (%)	V = Q/S (m/s)	r Q (Q/Qps)	r V	r H	H calculée (mm)	V calculée (m/s)	V Qps/10 (m/s)	V Ps (m/s)	Q Ps (m <sup>3</sup> /s)	AC
N1-N2	0.217	368	400	1.00	1.84	0.87	1.13	0.73	281	2.37	1.16	2.11	0.248	vérifie
N2-N3	0.217	285	400	4.00	1.84	0.44	0.97	0.46	179	4.07	2.32	4.21	0.496	vérifie
N3-N4	0.217	318	400	2.20	1.84	0.59	1.04	0.55	214	3.25	1.72	3.13	0.368	vérifie
N4-N5	0.217	384	400	0.80	1.84	0.98	1.14	0.80	311	2.15	1.04	1.89	0.222	vérifie
N5-N6	0.217	333	400	1.70	1.84	0.67	1.07	0.60	232	2.94	1.51	2.75	0.323	vérifie
N6-N7	0.217	567	600	0.10	0.79	0.90	1.13	0.74	438	1.00	0.49	0.88	0.241	vérifie
N7-N8	0.217	567	600	0.10	0.79	0.90	1.13	0.74	438	1.00	0.49	0.88	0.241	vérifie
N8-N9	0.217	567	600	0.10	0.79	0.90	1.13	0.74	438	1.00	0.49	0.88	0.241	vérifie
N9-N10	1.337	1166	1200	0.10	1.18	0.93	1.13	0.76	914	1.45	0.70	1.28	1.442	vérifie
N10-N11	1.337	757	1200	1.00	1.18	0.29	0.87	0.37	445	3.50	2.22	4.03	4.562	vérifie
N11-N12	1.337	629	1200	2.70	1.18	0.18	0.75	0.29	342	5.00	3.65	6.63	7.495	vérifie
N12-N13	1.337	587	1200	4.00	1.18	0.15	0.71	0.26	310	5.75	4.44	8.07	9.123	vérifie
N13-N14	1.337	1166	1200	0.10	1.18	0.93	1.13	0.76	914	1.45	0.70	1.28	1.442	vérifie
N14-N15	1.337	1166	1200	0.10	1.18	0.93	1.13	0.76	914	1.45	0.70	1.28	1.442	vérifie
N15-N16	1.337	1166	1200	0.10	1.18	0.93	1.13	0.76	914	1.45	0.70	1.28	1.442	vérifie
N16-N17	1.337	834	1200	0.60	1.18	0.38	0.93	0.43	511	2.90	1.72	3.12	3.533	vérifie
N17-N18	2.497	1474	1500	0.10	1.41	0.95	1.14	0.78	1174	1.69	0.81	1.48	2.615	vérifie
N18-N19	2.497	761	1500	3.40	1.41	0.16	0.73	0.27	409	6.34	4.75	8.63	15.250	vérifie
N19-N20	<b>3.787</b>	1025	1500	1.60	2.14	0.36	0.92	0.42	624	5.44	3.26	5.92	10.462	vérifie
N2-DO3	3.787	992	1500	1.90	2.14	0.33	0.90	0.40	596	5.80	3.55	6.45	11.400	vérifie

**Tableau 08 : Dimensionnement intercepteur partie 02**

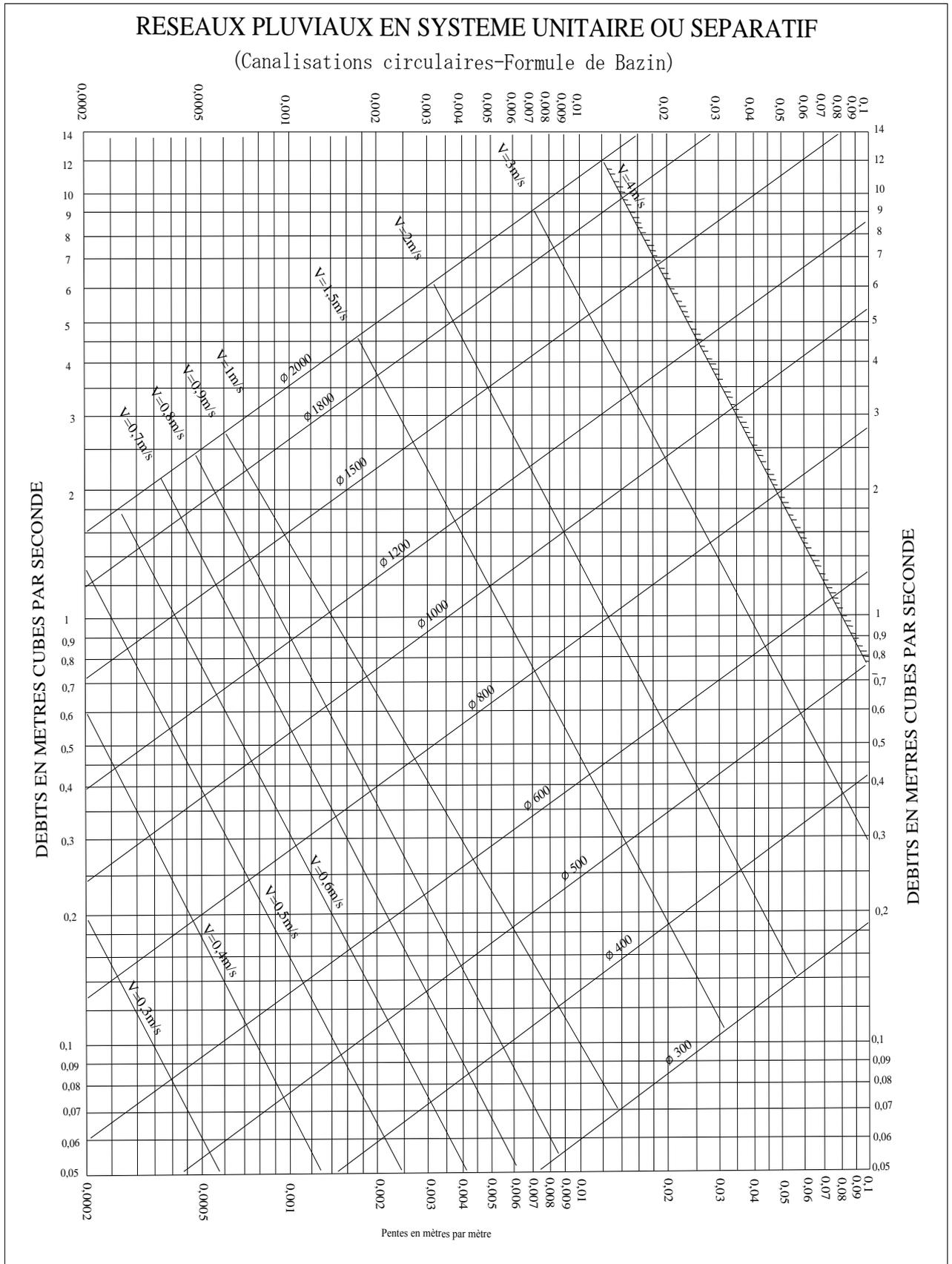
Tronçon	Q calculé (m³/s)	D théo (mm)	D (mm)	Pente (%)	V = Q/S (m/s)	r Q (Q/Qps)	r V	r H	H calculée (mm)	V calculée (m/s)	V Qps/10 (m/s)	V Ps (m/s)	Q Ps (m³/s)	AC
DO3 IN21-IN22	0.370	454	500	0.95	1.97	0.82	1.12	0.69	337	2.68	1.32	2.40	0.451	vérifie
IN22-IN23	0.370	534	600	0.40	1.35	0.77	1.10	0.66	388	1.95	0.97	1.77	0.483	vérifie
IN23-IN24	0.370	412	600	1.60	1.35	0.38	0.93	0.43	253	3.29	1.94	3.53	0.965	vérifie
IN24-IN25	0.370	720	800	0.10	0.74	0.76	1.10	0.65	521	1.07	0.54	0.97	0.489	vérifie
IN25-IN26	0.370	720	800	0.10	0.74	0.76	1.10	0.65	521	1.07	0.54	0.97	0.489	vérifie
IN26-IN27	0.370	720	800	0.10	0.74	0.76	1.10	0.65	521	1.07	0.54	0.97	0.489	vérifie
IN27-IN28	0.370	720	800	0.10	0.74	0.76	1.10	0.65	521	1.07	0.54	0.97	0.489	vérifie
IN28-IN29	2.930	1565	1800	0.10	1.15	0.69	1.08	0.61	1099	1.80	0.92	1.67	4.253	vérifie
IN29-IN30	2.930	920	1800	1.70	1.15	0.17	0.74	0.28	497	5.09	3.79	6.89	17.535	vérifie
IN30-IN31	2.930	877	1800	2.20	1.15	0.15	0.71	0.26	466	5.59	4.31	7.84	19.948	vérifie
IN31-IN32	2.930	954	1800	1.40	1.15	0.18	0.76	0.29	522	4.76	3.44	6.25	15.913	vérifie
IN32-IN33	<b>4.100</b>	1775	1800	0.10	1.61	0.96	1.14	0.79	1423	1.90	0.92	1.67	4.253	vérifie
IN33-DO4	4.100	1775	1800	0.10	1.61	0.96	1.14	0.79	1423	1.90	0.92	1.67	4.253	vérifie

**Tableau 08 : Dimensionnement intercepteur partie 03**

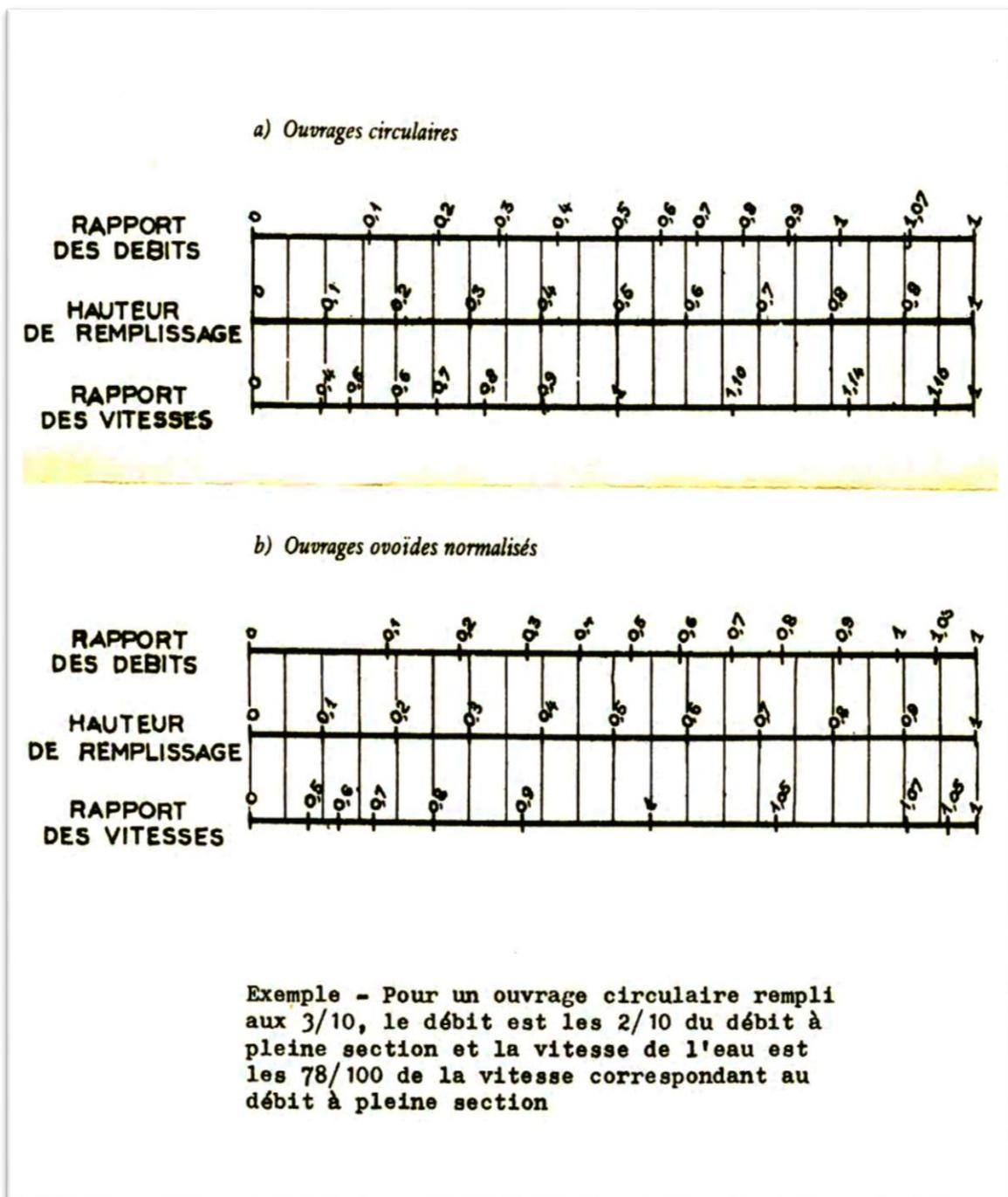
Tronçon	Q calculé (m <sup>3</sup> /s)	D théo (mm)	D (mm)	Pente (%)	V = Q/S (m/s)	r Q (Q/Qps)	r V	r H	H calculée (mm)	V calculée (m/s)	V Qps/10 (m/s)	V Ps (m/s)	Q Ps (m <sup>3</sup> /s)	AC
IN34-IN35	<b>0,542</b>	467	1000	1.93	0.73	0.14	0.70	0.25	242	3.77	2.97	5.40	3.990	vérifie
IN35-IN36	0.542	831	1000	0.10	0.69	0.61	1.05	0.56	565	1.18	0.62	1.13	0.887	vérifie
IN36-IN37	0.542	831	1000	0.10	0.69	0.61	1.05	0.56	565	1.18	0.62	1.13	0.887	vérifie
IN37-IN38	0.542	530	1000	1.10	0.69	0.18	0.76	0.29	290	2.85	2.06	3.75	2.942	vérifie
IN38-IN39	0.542	577	1000	0.70	0.69	0.23	0.81	0.33	326	2.42	1.64	2.99	2.347	vérifie
IN39-IN40	0.542	615	1000	0.50	0.69	0.27	0.85	0.36	357	2.15	1.39	2.53	1.984	vérifie
IN40-IN41	0.542	831	1000	0.10	0.69	0.61	1.05	0.56	565	1.18	0.62	1.13	0.887	vérifie
IN41-IN42	0.542	831	1000	0.10	0.69	0.61	1.05	0.56	565	1.18	0.62	1.13	0.887	vérifie
IN42-IN43	0.542	831	1000	0.10	0.69	0.61	1.05	0.56	565	1.18	0.62	1.13	0.887	vérifie
IN43-IN44	0.542	418	1000	4.00	0.69	0.10	0.63	0.21	210	4.52	3.93	7.14	5.610	vérifie
IN44-IN45	0.542	831	1000	0.10	0.69	0.61	1.05	0.56	565	1.18	0.62	1.13	0.887	vérifie
IN45-IN46	0.542	577	1000	0.70	0.69	0.23	0.81	0.33	326	2.42	1.64	2.99	2.347	vérifie
IN46-IN47	0.542	451	1000	2.60	0.69	0.12	0.67	0.23	233	3.88	3.17	5.76	4.523	vérifie
IN47-IN48	0.542	831	1000	0.10	0.69	0.61	1.05	0.56	565	1.18	0.62	1.13	0.887	vérifie
IN48-IN49	0.542	831	1000	0.10	0.69	0.61	1.05	0.56	565	1.18	0.62	1.13	0.887	vérifie
IN49-IN50	<b>2.702</b>	843	1000	2.30	3.44	0.64	1.06	0.58	579	5.73	2.98	5.42	4.254	vérifie
50-DO5	2.702	986	1000	1.00	3.44	0.96	1.14	0.79	790	4.07	1.96	3.57	2.805	vérifie

*Annexe 01 : Valeur du coefficient réducteur ‘‘a’’ en fonction de la distance (P-2).*

<i>(P-2)en m</i>	<i>200</i>	<i>400</i>	<i>600</i>	<i>800</i>	<i>1000</i>	<i>1200</i>	<i>1400</i>
<i>Y &lt; X/2</i>	<i>0.91</i>	<i>0.88</i>	<i>0.85</i>	<i>0.83</i>	<i>0.81</i>	<i>0.79</i>	<i>0.77</i>
<i>Y &gt; X/2</i>	<i>0.90</i>	<i>0.86</i>	<i>0.83</i>	<i>0.80</i>	<i>0.78</i>	<i>0.76</i>	<i>0.75</i>
<i>(P-2)en m</i>	<i>1600</i>	<i>1800</i>	<i>2000</i>	<i>2200</i>	<i>2400</i>	<i>2600</i>	<i>2800</i>
<i>Y &lt; X/2</i>	<i>0.76</i>	<i>0.75</i>	<i>0.73</i>	<i>0.72</i>	<i>0.70</i>	<i>0.69</i>	<i>0.68</i>
<i>Y &gt; X/2</i>	<i>0.72</i>	<i>0.70</i>	<i>0.69</i>	<i>0.67</i>	<i>0.66</i>	<i>0.64</i>	<i>0.63</i>



**ANNEXE 2: Dimensionnement des canalisations circulaires d'après la formule de Bazin.**



Annexe 3 : Variation des débits et des vitesses en fonction de la hauteur de remplissage.

