

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE DE L'HYDRAULIQUE  
«ARBAOUI Abdellah »

DEPARTEMENT GENIE DE L'EAU

## MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option : Conception Des Systèmes d'Assainissement

### THEME :

**DIAGNOSTIC ET REHABILITATION DU RESEAU  
D'ASSAINISSEMENT DU CENTRE ZEGHAIA  
(COMMUNE DE ZEGHAIA, W.MILA)**

### Présenté par :

M<sup>r</sup> : MERAKCHA Yassine

### DEVANT LES MEMBRES DU JURY:

Nom et prénom	Grade	Qualité
M <sup>mmme</sup> H. MEDDI	M C.B	Présidente
M <sup>mmme</sup> S. HOULI	M A.A	Examinatrice
M <sup>r</sup> A. RASSOUL	M C.B	Examineur
M <sup>mmme</sup> M. KAHLERRAS	M A.B	Examinatrice
M <sup>r</sup> BOUFEKANE Abdelmadjid	M A.A	Promoteur

Juillet 2012

# DEDICACES

Je dédie ce modeste travail en signe de reconnaissance et de respect.

- ☀ A mon père qui m'a tout donné et m'a tout fourni et qui grâce à lui je suis parvenu à ce que je suis aujourd'hui, que dieu le préserve, le guérisse et lui prête longue vie.
- ☀ A ma chère maman qui a tant sacrifié pour moi, qui s'est souciée de ma situation et de celle de tous mes frères et sœurs depuis notre naissance, que dieu tout-puissant la préserve auprès de nous, et lui prête longue vie.
- ☀ A mes frères et sœurs ainsi que mes neveux qui ont toujours été là pour moi et qui m'ont soutenu dans les périodes les plus difficiles.
- ☀ A toute ma famille.
- ☀ A mes amis sans exception.

# Remerciements

- Je remercie tout d'abord Dieu le tout puissant de m'avoir donnée la chance et le courage pour réaliser ce travail.
- Je tiens à remercier vivement tous ceux qui m'ont apportés un soutien pour l'élaboration
- de ce mémoire de fin d'étude à particulièrement :
  
- Mon promoteur M<sup>r</sup> **A. Boufekane** pour qui j'affiche toute ma gratitude de m'avoir accordé sa confiance afin de mener à bien ce projet, pour l'encadrement de ce travail et sa disponibilité ainsi que ses conseils qui ont largement contribué à l'aboutissement de ce travail.
  
- Un remerciement particulier est adressé à M<sup>r</sup> Samir Yahiaoui pour ses précieux conseils et orientations depuis cinq longues années et sa modesté distingué.
  
- Mon respect s'adresse aux membres de jury qui me feront l'honneur d'apprécier ce travail.
  
- Je tiens à présenter par occasion tout mon respect à tous les enseignants qui ont contribué à ma formation du primaire jusqu'au cycle universitaire.
- Un merci particulier à M<sup>er</sup> Mouloud Boudraoui Chef de service à l'D.H.W de Mila et Khlifa Zouhir, qui m'ont fourni les données nécessaires pour ce travail.
- Je passe un grand bonjour à mes copains de chambre : Samir, Douadi, Redoune, avec qui j'ai partagé des moments inoubliables
- Ainsi qu'à tous mes amis en particulier : Walid, Djaafar, Namik, Takfarinas, Si Makhoulf, Sofiane, Kamel, Moussa, Fatah, Brahim, et Meftah.
- Et à tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à l'élaboration de ce travail.



الهدف من هذه  
هو استخراج ا مورغير سوية التي يطرحها التجمع السكاني بمدينة  
زغاية ولاية ميلة من ناحية التطهير و ها حتى نتمكن من اجراء عملية التهيئة و اعادة التهيئة و  
توسيع شبكة التطهير. جل تحقيق هذه الأهداف اتبعنا ثلاثة مراحل أساسية:  
في المرحلة الأولى قمنا بتشخيص شبكة التطهير. لمرحلة الثانية  
المناطق حديثة التعمير، وفي الأخير توصلنا  
لتطهير منطقة الدراسة.

## Résumé :

L'objectif de ce mémoire consiste à relever les anomalies que pose l'agglomération de la ville de ZEGHAIA (W.Mila) , vis à vis de l'assainissement afin de pouvoir réaliser des travaux d'aménagement , de réhabilitation et d'extension du réseau existant. Pour atteindre nos objectifs nous allons les effectuer en trois étapes : en premier lieu, il nous faut établir un diagnostic du réseau existant .En second lieu nous passerons à la vérification de l'inefficacité du réseau en considérant les zones d'extension et les zones récemment urbanisées.

Enfin, nous avons pu mettre en place un plan d'assainissement fonctionnel de la région d'étude.

## Abstract:

The aim of this study is to find out the problems and the anomalies of cleansing that exist in the agglomeration of the city Zeghaia. This modest study would provide an alteration rehabilitation and an extension to the cleansing network in the city.

Aiming at achieving our objectives, we have followed three steps. The first step turns around the diagnosis of this network while the second one is mainly about taking into consideration the extension zone as well as the recent urbanized zones after making sure that the network is useless. Finally, we attempted to create a functional frame work that is able to cleanse the area of our studies.

# TABLE DES MATIERS

Dédicaces	
Remerciements	
Résumé	
Liste des tableaux	
Liste des figures	
Introduction générale	

## Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

Introduction	01
I. Présentation de la ville	01
I.1. Situation géographique	01
I.2. Situation topographique	02
I.3. Population	02
I.4. Pédologie	02
I.5. Situation géologique et hydrographique	03
I.5.1. Situation géologique	03
I.5.2. Situation hydrographique	03
I.6. Situation climatologique	04
I.6.1. Climat	04
I.6.2. Température	04
I.6.3. Humidité de l'air	05
I.6.4. Ensoleillement	05
I.6.5. Pluviométrie	05
I.6.6. Le vent	06
I.7. Situation hydraulique	06
a) les ressources d'alimentation en eau potable	06
b) Réseau d'assainissement	07
Conclusion	07

## Chapitre II : Diagnostic du système d'évacuation

Introduction	08
II.1. Objectifs d'une étude de diagnostic	08
II.2. Les types du diagnostic	08
II.3. Recueil et exploitation des données	08
II.4. Etat du système d'évacuation de la commune de Zeghaia	08
II.5. Les eaux claires parasites	11
II.5.1. Causes d'intrusion d'eaux claires parasites dans un collecteur	11
II.5.2. Conséquences et résultats d'intrusion des eaux claires parasites dans un collecteur d'assainissement	12
A/ Impact sur le réseau	12
B/ Impact sur l'environnement	12
Conclusion	13

## Chapitre III : Etude hydrologique

Introduction.....	14
III.1. Pluviométrie .....	14
III.2. Les précipitations maximales journalières.....	14
A) Estimation des pluies journalières maximales.....	15
III.3. Choix de la loi d'ajustement.....	16
III.4. Pluie de courte durée .....	17
Conclusion .....	19

## Chapitre IV : Calcul de base

Introduction.....	19
IV.1. Situation démographique.....	19
IV.2. Découpage de l'aire d'étude en sous bassins .....	20
IV.2.1. Le découpage des espaces .....	20
IV.2.2. Choix de la limite des sous bassins .....	20
IV.3. Principe du tracé du réseau.....	20
IV.4. Systèmes d'évacuation du réseau d'assainissement .....	21
IV.4.1. Choix d'un système.....	21
IV.4.2. Schémas d'évacuation .....	21
a) Schéma du type perpendiculaire .....	21
b) Schéma par déplacement latéral.....	21
c) Schéma à collecteur transversal ou oblique .....	22
d) Schéma à Collecteurs étagés .....	22
e) Schéma type radial .....	22
f) Schéma multi-radial .....	22
IV.5. Choix du schéma du réseau d'évacuation.....	22
IV.6. Calcul de la population de chaque sous bassin .....	22
IV.6.1. Evaluation du coefficient de ruissellement.....	23
IV.6.2. Calcul du coefficient de ruissellement pondéré total .....	26
IV.6.3. Calcul du nombre d'habitant de chaque sous bassin .....	26
Conclusion.....	27

## CHPITRE V : Evaluation des débits

Introduction .....	28
V.1. Évaluation des débits d'eaux usées.....	28
V.1.1 Généralités.....	28
V.1.2 Nature des eaux usées à évacuer .....	28
V.1.3 Consommation en eau potable.....	28
V.1.4 Estimation des débits d'eaux usées .....	28
V.1.4.1 Estimation des débits d'eaux usées domestiques.....	29
V.1.4.2 Évaluation du débit moyen journalier.....	29
V.1.4.3 Évaluation du débit de pointe .....	29
V.2 Évaluation du débit d'eau pluviale.....	32
V.2.1 Méthode superficielle .....	32
V.2.2. Méthode rationnelle .....	32
V.2.2.1 Hypothèses de la méthode rationnelle .....	32
V.2.2.2 validité de la méthode rationnelle .....	33

V.2.2.3 Temps de concentration .....	33
V.3 Intensité moyenne maximale. ....	33
V.4 Coefficient de correction ( ) (minorateur) .....	33
Conclusion .....	35

## **Chapitre VI : Calcul hydraulique du réseau d'assainissement**

Introduction.....	36
VI.1. Mode de calcul .....	36
VI.2 . Présentation des variantes du schéma directeur .....	40
VI.2.1 Dimensionnement du réseau d'assainissement de la variante proposée.....	40
Conclusion .....	50

## **Chapitre VII : Dimensionnement des éléments constitutifs du réseau d'évacuation**

Introduction .....	51
VII.1 Les ouvrages principaux.....	51
VII.1.1 Canalisations .....	51
VII.1.2 Type de canalisation .....	51
VII.1.2.1 Conduites en béton non armé .....	51
VII.1.2.2 Conduites en béton armé.....	51
VII.1.2.3 Conduites en amiante-ciment .....	52
VII.1.2.4 Conduites en grés artificiels .....	52
VII.1.2.5 Conduites en chlorure de polyvinyle (p.v.c) non plastifié .....	52
VII.1.2.6 Conduites en PEHD .....	52
VII.2. Choix du type de canalisation .....	52
VII.3. Les joints des conduites en béton armé .....	53
a) Joint type Rocla.....	53
b) Joint à demi emboîtement .....	53
c) Joint à collet .....	53
VII.4. Différentes actions supportées par la conduite .....	55
a) Actions mécaniques .....	55
b) Actions statiques .....	55
c) Actions chimiques .....	55
VII.5. Ouvrages annexes . ....	56
VII.5.1 Ouvrages normaux .....	56
VII.5.1.1 Branchements .....	56
VII.5.1.2 Ouvrages des surfaces .....	57
VII.5.2 .Ouvrages d'accès au réseau.....	59
VII.6 .Ouvrages spéciaux .....	63
VII.6.1 Déversoirs d'orage .....	63
VII.6.1.1 Emplacement des déversoirs d'orage .....	63
VII.6.1.2 Types des déversoirs .....	63
<i>Dimensionnement du Do.....</i>	66
Conclusion .....	71

## **Chapitre VIII : Gestion et exploitation des réseaux d'évacuation**

Introduction.....	72
VIII.1. Principe de gestion des réseaux .....	72

VIII.2. Dispositions et moyens d'investigation.....	72
VIII.3. Ouvrages annexes.....	73
VIII.3.1. Les séparateurs à hydrocarbures et débourbeurs.....	74
VIII.3.2. Les limiteurs et régulateurs de débit.....	74
VIII.3.3. Les séparateurs à graisses ou à féculs.....	74
VIII.3.4. Les déversoirs d'orage.....	74
VIII.4. Techniques d'exploitation des réseaux.....	75
VIII.4.1 Méthodes de curage.....	75
VIII.4.2 La ventilation des réseaux.....	77
VIII.4.3 L'entretien des bouches d'engouffrement.....	77
VIII.4.4 Approche optimisée du curage.....	77
VIII.5. Les travaux de gestionnaire.....	78
VIII.5.1 Programme périodique d'entretien.....	78
VIII.5.2 Les travaux spécifiques et les moyens d'exploitation.....	78
VIII.6. Gestion informatique du réseau.....	85
VIII.7. Application sur le cas réel.....	86
VIII.7.1 Inspection et diagnostic.....	86
VIII.7.2 Solutions à l'amélioration du système d'évacuation.....	87
VIII.7.2.1 Opérations d'entretien et de curage des éléments du réseau.....	87
VIII.7.2.2 Appareils de mesures.....	88
VIII.8. Propositions et recommandations.....	88
VIII.8.1 Propositions.....	88
VIII.8.1.1 Du point de vue conception.....	88
VIII.8.1.2 Méthode de lutte au sein du réseau.....	89
VIII.8.2 Recommandations.....	90
Conclusion.....	90

## **Chapitre IX : organisation de chantier**

Introduction.....	91
IX.1. Exécution des travaux.....	91
IX.1.1. Décapage de la couche végétale.....	91
IX.1.2. Emplacement des jalons des piquets (piquetage).....	92
IX.1.3. L'exécution des fouilles pour les regards et les tranchées.....	92
IX.1.4 Aménagement du lit de pose.....	92
IX.1.5 Exécution des regards.....	93
IX.1.6 Exécution des déversoirs d'orage.....	93
IX.1.7 Remblaiement et compactage de la tranchée.....	93
IX.2 Planification des travaux.....	94
IX.3 Les paramètres de la méthode C.P.M.....	94
IX.3.1 Attribution des durées de chaque opération.....	95
IX.3.2 Elaboration du réseau selon la méthode CPM.....	96
IX.4 Devis quantitatif estimatif.....	97
IX.4.1 Détermination des différents volumes.....	97
IX.4.1.1 Volumes des déblais des tranchées.....	97
IX.4.1.2 Volume du découvert.....	97
IX.4.1.3 Volume occupé par le lit de pose.....	98
IX.4.1.4 Volume de la conduite.....	98
IX.4.1.5 Volume d'eurobanque tamisée.....	98
IX.4.1.6 Volume du remblai.....	98

IX.4.2 Détermination du devis estimatif et quantitatif .....	99
Conclusion.....	100
Conclusion Général	

# LISTE DES TABLEAUX

CHAPITRE I	Page
Tableau. I.1 : Coordonnées de la station de Beni-Guecha	4
Tableau I.2 : Températures mensuelles et annuelles	4
Tableau. I.3 : Humidité moyenne mensuelle	5
Tableau. I.4 : Ensoleillement, nébulosité moyennes mensuelles	5
Tableau I.5 : Répartition journalière et mensuelle des pluies	5
Tableau I.6 : Vitesses moyennes des vents	6
Tableau I.7 : Valeurs des vitesses du sirocco	6
Tableau I.8 : Variation de l'épaisseur du gèle pour chaque mois	6
CHAPITRE III	Page
Tableau. III.1 : Les pluies maximales journalières	15
Tableau. III.2 : Caractéristique de la série pluviométrique	16
Tableau. III.3 : Intensité pour une période de retour de 10ans	18
CHAPITRE IV	Page
Tableau. IV. 1: Estimation de la population à l'horizon d'étude	19
Tableau IV.2 : Répartition de la population dans chaque sous bassin à l'horizon 2040.	23
Tableau. IV.3 : Coefficient de ruissellement en fonction de la catégorie d'urbanisation	24
Tableau. IV. 4 : Coefficients de ruissellement en fonction de la densité de Population	24
Tableau. IV. 5 : Coefficients de ruissellement en fonction de la zone d'influence	24
Tableau. IV. 6 : Coefficient de ruissellement en fonction de surface drainée	24
Tableau IV.7 : Détermination du coefficient de ruissellement Pour chaque sous bassin.	25
Tableau IV.7 Détermination du coefficient de ruissellement Pour chaque sous bassin.	26
Tableau. IV. 8 : Caractéristique de la population	27
CHAPITRE V	Page
Tableau .V.2: Evaluation des débits d'eau usée totaux de chaque sous bassin	31
Tableau .V.3: Calcul des débits pluviaux pour chaque sous bassin par la méthode rationnelle	34
Tableau. V.4 : Calcul du débit total pour chaque sous bassin	35

# LISTE DES TABLEAUX

CHAPITRE VI	Page
Tableau.VI.1 : Collecteur Principal CI	41
Tableau.VI.1 Collecteur Principal CI (suite et fin)	42
Tableau.VI.2 : Collecteur Principal CII	42
Tableau.VI.2 Collecteur Principal CII (suite et fin)	43
Tableau.VI.3 : Collecteur Principal CIII	43
Tableau.VI.3 Collecteur Principal CIII (suite et fin)	44
Tableau.VI.4 : Collecteur Principal CIV	44
Tableau.VI.4 Collecteur Principal CIV (suite et fin)	45
Tableau.VI.5 : Collecteur Principal CV	45
Tableau.VI.6 : Collecteur Principal CVI	46
Tableau.VI.7 : Collecteur Principal CVII	46
Tableau.VI.7 Collecteur Principal CVII (suite et fin)	47
Tableau.VI.8 : Collecteur principal CVIII	47
Tableau.VI.9 : Intercepteur CIX	48
CHAPITRE VII	Page
Tableau. VII.1.Caractéristiques du tuyau en béton armé	55
CHAPITRE IX	Page
Tableau. IX.1 : Détermination des chemins critiques	96
Tableau. IX.2 : Détermination du devis quantitatif et estimatif du projet	99

# Liste des figures

	Page
<b>Figure. I.1</b> : Plan de situation de la ville de Zeghaia	2
<b>Figure. I. 2</b> : Carte géologique synthétique du bassin constantinois	3
<b>Figure II-1</b> : Exemple du regard en état dégradé	9
<b>Figure II-2</b> : Regards existants avec problème de dépôts	9
<b>Figure II-3</b> : Regards existants bétonnés - visite nécessitant la destruction de la dalle due à l'absence des tampons	10
<b>Figure II-4</b> : Exemple de la bouche d'égout en état dégradé	10
<b>Figure II-5</b> : Exemple de la bouche d'égout en état dégradé	11
<b>Figure II-6</b> : Intrusion des eaux claires parasites dans un collecteur d'assainissement	13
<b>Figure. III. 1</b> : Ajustement à la loi de Galton	17
<b>Figure. III. 2</b> : Courbes Intensité-Durée-Fréquence	19
<b>Figure VI.1</b> Organigramme du programme	39
<b>Figure VII.1</b> Différents joints	54
<b>Figure VII.2</b> : Branchement de service. Modélisation en trois dimensions.	57
<b>Figure VII.3</b> Exemple d'une bouche d'égout sans décantation	58
<b>Figure VII-4</b> -Exemple d'un regard de visite	61
<b>Figure VII-5</b> -Exemple d'un Regard de chute	62
<b>Figure VII-6</b> -Exemple d'un Bouche d'égout	62
<b>Figure VII.7.</b> Déversoir d'orage type frontal. Modélisation en trois dimensions	64
<b>Figure VII.8</b> Déversoir d'orage à seuil latéral. Modélisation en trois dimensions.	64

<b>Figure VII.9</b> Déversoir d'orage type latéral à double seuil. Modélisation en trois dimensions.	65
<b>Figure VIII.1:</b> Le crochet	75
<b>Figure VIII.2 :</b> La cuillère	75
<b>Figure VIII.3</b> Technique d'injection de résine	83
<b>Figure VIII.4</b> Gainage de canalisation	84
<b>Figure VIII.5.</b> Technique de tubage	85
<b>Figure. VIII.6. :</b> Rejets dans les cours d'eau	87
<b>Figure. VIII.7 :</b> Mainstream IV	88

## **Liste des planches**

**Planche N°1** : Plan du réseau d'assainissement existant de la ville de Zeghaia

**Planche N°2**: Plan du réseau d'assainissement projeté de la ville de Zeghaia

**Planche N°3** : Profil en long des collecteur principaux

**Planche N°4** : Profil en long de l'intercepteur.

**Planche N°5** : Les Ouvrages Annexes

## **INTRODUCTION GENERALE**

Dans le cadre de mon Projet de Fin d'Etudes de la cinquième année en hydraulique à l'ENSH, j'ai choisi un sujet concernant le réseau d'assainissement, dont le thème est centré sur le diagnostic et réhabilitation du réseau d'assainissement du centre Zeghaia (W.Mila).

Mon travail s'est quant à lui concentré sur l'état du système d'évacuation, avec le dimensionnement du réseau d'assainissement et la vérification de celui qui est déjà en place.

De nos jours, les besoins en eau ne cessent de croître surtout dans les grandes villes où la population est très nombreuse. Après usage, une grande partie des eaux distribuées est polluées et donc nuisible à la santé.

Par ailleurs la pluviométrie, relativement importante, occasionne également des problèmes récurrents de drainage des eaux en milieu urbain.

Pour des problèmes de santé publique, toute agglomération doit être dotée d'un système efficace d'évacuation des eaux usées et pluviales.

Il convient également de mentionner l'existence des eaux parasites telles les eaux souterraines parvenant dans les égouts par suite de défauts d'étanchéité des canalisations, et les eaux de drainage résultant de l'abaissement de la nappe phréatique et s'écoulant par le réseau d'assainissement.

Dans la ville de Zeghaia, une bonne partie est dotée du réseau d'assainissement, mais au fil du temps certains tronçons sont devenus vétustes et présentent beaucoup de dysfonctionnements au point de créer une mauvaise évacuation et des déversements d'eaux usées dans les rues.

Dans notre zone d'étude, avec l'augmentation de la population et les contraintes liées à l'exploitation du réseau, plusieurs défaillances se manifestent dans le système.

Au-delà, il s'agit d'étudier l'ensemble des causes de dysfonctionnement afin de faire des propositions et des solutions adéquates.

Nous comptons donc, apporter notre modeste contribution à l'amélioration du réseau d'assainissement de la ville Zeghaia.

## CHAPITRE I : PRESENTATION DE LA VILLE DE ZEGHAIA

### Introduction

La présentation de l'agglomération est une phase importante pour procéder à l'élaboration de l'étude du diagnostic du système d'assainissement d'une agglomération puisque c'est un problème trop complexe pour se prêter à une solution uniforme et relevé de règles rigides.

On doit toujours analyser les différents éléments qui influent sur la conception du projet et avant d'entamer n'importe quelle étude nous devons collecter les données concernant notre zone d'étude. Ces données sont :

- la situation géographique,
- la population,
- la situation climatique,
- la situation géologique,
- la situation hydraulique.

Ces paramètres sont mentionnés ci-après :

### I. Présentation de la ville

#### I.1. Situation géographique

La commune de Zeghaia est située à cheval entre les monts de Ferdjioua au Nord et les collines de Mila au Sud. Elle s'étend sur une superficie de 54,55 Km<sup>2</sup>, concentré une population estimée en 2011 à 14335 habitants.

Ces limites administratives sont :

- Au Nord, la commune de Terrai Beinen.
- Au Sud, la commune de Mila et Oued Endja.
- A l'Est, la commune de Sidi Merouane
- A l'Ouest, la commune de l'oued Endja.

Elle est située dans la partie Nord de la Wilaya (de Mila). Par sa position de contact entre la zone montagneuse Nord et les plaines intérieures, elle constitue un carrefour d'échange et de transit entre le Nord et le Sud du pays. Elle est considérée comme un pôle attractif en plein expansion.

Sur le plan régional, la ville de Zeghaia est située à 09 Km du chef-lieu de la wilaya (Mila), à 5 Km de l'oued Endja, à 10 Km de Sidi Marouane et à 25 Km de Terrai Beinen.

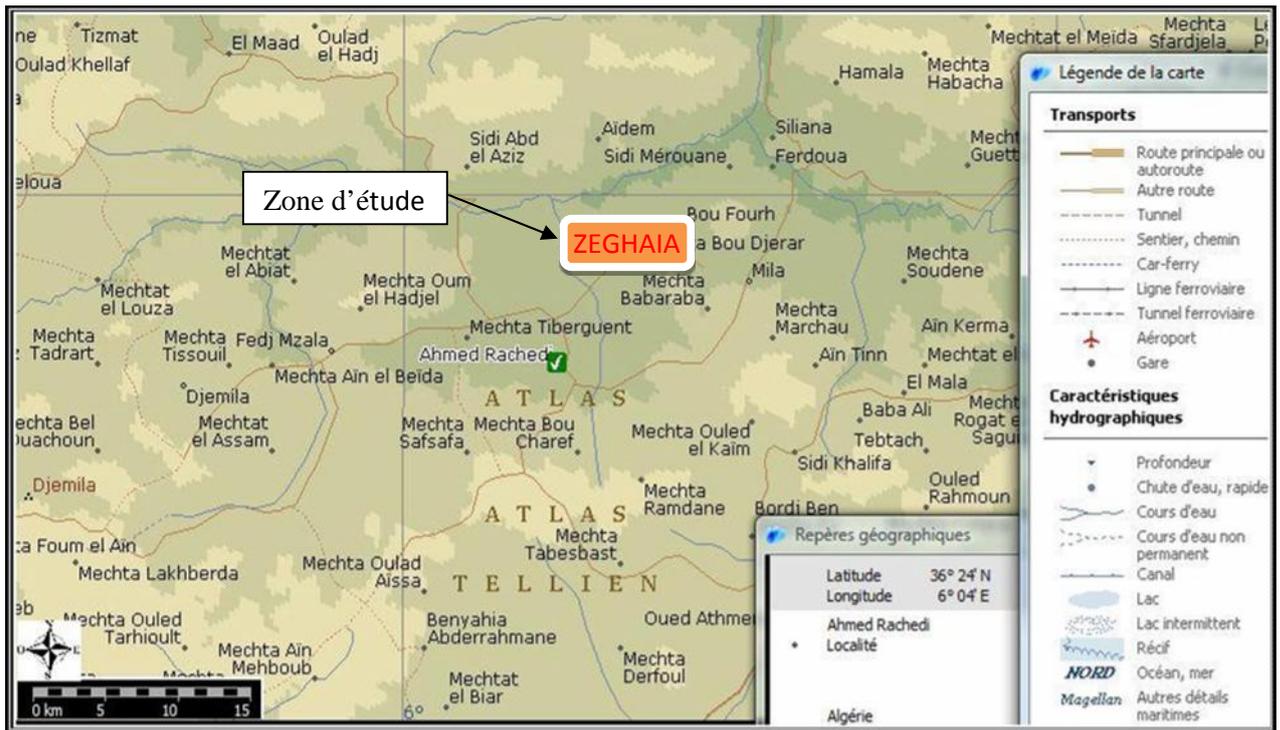


Figure. I.1 : Plan de situation de la ville de Zeghaia (Source : Encarta 2009)

## I.2. Situation topographique

La commune de Zeghaia est d'une superficie 54.55 Km<sup>2</sup>. Elle est située dans une région à forte dominance montagneuse (occupe 70% de sa superficie totale).

Elle a une attitude moyenne de 20% aux abords de la vallée d'oued El Kherba et de 50% au Sud-Est. Néanmoins, il existe une zone plate unique à faible altitude le long de oued El Kherba.

## I.3. Population

La commune de Zeghaia compte 14335 habitants (recensement de 2011), avec un taux d'accroissement de 1,34 % d'après le D.P.A.T de Mila.

## I.4. Pédologie

Selon le plan d'aménagement urbain (PDAU) de Zeghaia, les terres les plus fertiles se situent à l'Ouest et au Sud de la commune. Ceci nous aidera dans le choix de l'implantation de la future station d'épuration prévue à l'Oued Endja (avec une capacité de 4500 m<sup>3</sup>/j, d'après la direction d'hydraulique de la wilaya de Mila)

Lors de notre enquête sur le terrain, nous avons constaté que certains agriculteurs utilisent directement les eaux usées pour l'irrigation, ce qui provoque des maladies mortelles.

## I.5. Situation géologique et hydrographique

### I.5.1. Situation géologique

Du point de vue lithostratigraphique, les formations rencontrées au niveau de la commune sont :

- Les alluvions anciennes du Quaternaire : couvrant la totalité du territoire de la commune.
- Les argiles grises du Mio-Pliocène : affleurent dans la partie Sud de la commune.
- Les marnes noires à boules jaunes : rencontrées par endroit avec parfois des conglomérats béchiques plus ou moins consolidés. Plus au nord, au-dessus de la Mechta, on retrouve des formations calcaires à silex noirs.

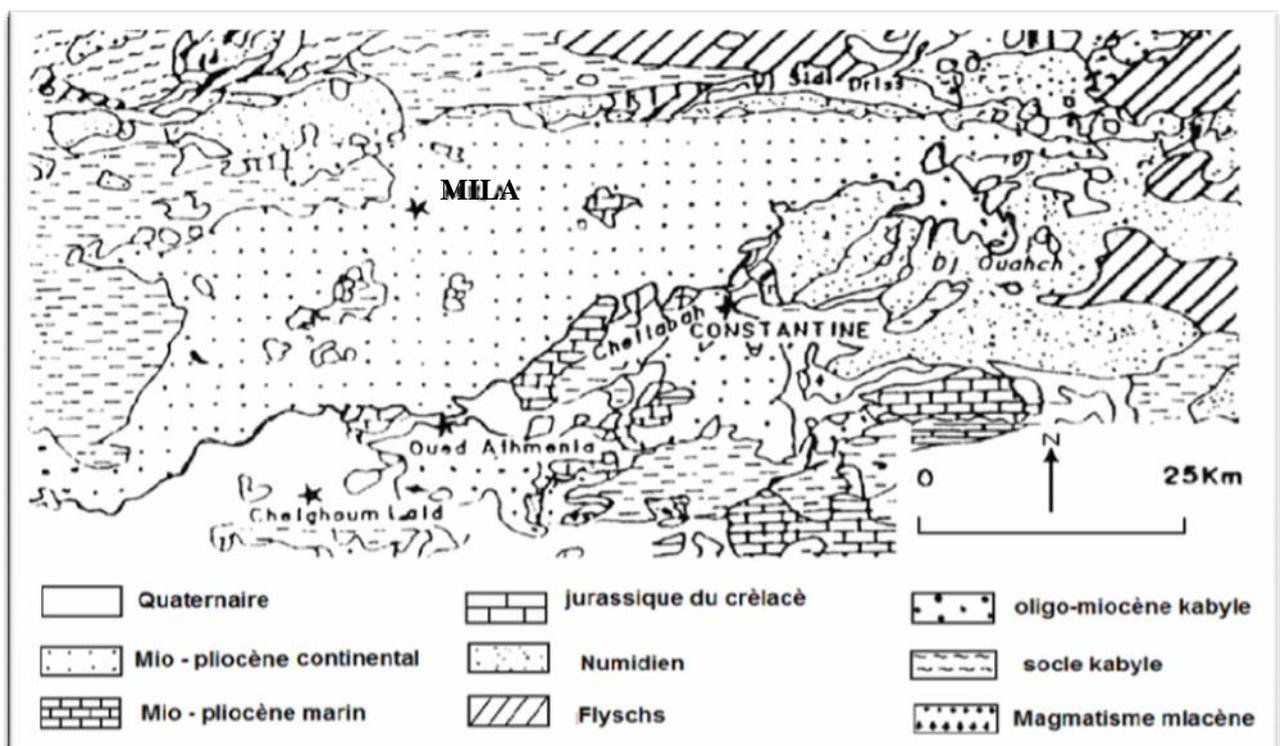


Figure. I. 2 : Carte géologique synthétique du bassin constantinois (d'après D. Delga, 1955)

### I.5.2. Situation hydrographique

Sur le relief à caractère montagneux de la commune de Zeghaia, on trouve plusieurs cours d'eaux (sous formes de chaabats) à sec forment des vallées nombreuses qui véhiculent les eaux pluviales vers l'oued El Kherba qui a un débit continu même si celui-ci est réduit pendant la période de sécheresse.

Le chef-lieu est situé juste à côté de l'oued El Kherba, qui dessine de nombreux méandres dans un relief aussi contracté au piémont de la partie Nord sur une plaine, qui s'étend le long de la ville et qui est traversée par la route nationale n°79.

## I.6. Situation climatologique

Le climat de la région est influencé par de nombreux éléments climatologiques, certains plus importants que d'autres. Le tout dépendant de différents facteurs, c'est pourquoi le nombre d'éléments climatologiques analysés, peut augmenter dans de larges limites.

Les données climatologiques ont été prises de la station de Beni-Guecha (Station de l'ANRH, code 10-02-03). C'est la station la plus proche du chef-lieu.

Tableau. I.1 : Coordonnées de la station de Beni-Guecha

Station Beni-Guecha	Code	Longitude	Latitude	Altitude (m)
	100203	60° E	36°23'N	580

Source : ANRH Constantine

### I.6.1. Climat

Par sa position géographique, la commune de Zeghaia a un climat méditerranéen, qui est caractérisé par une alternance d'une saison sèche et chaude (Mai à Septembre) et une autre humide et fraîche (Octobre à Avril).

### I.6.2. Température

La température de l'air est l'un des effets les plus importants de la radiation solaire et un grand nombre de phénomènes physiques (évaporation, gel de l'eau, la gelée blanche ....) et de multiples formes de l'activité humaine sont liées à la température de l'air.

Les données de température à la station de Beni-Guecha sont reportées dans le tableau suivant :

Tableau I.2 : Températures moyennes mensuelles et annuelles

Mois T°C	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Aou	Sep	Oct	Nov	Déc	Année Moy
<b>T moy max</b>	12,96	14,36	17,36	20,26	23,66	28,06	32,46	32,56	29,36	23,16	18,16	13,66	<b>22,17</b>
<b>T moy min</b>	4,82	5,52	6,82	8,62	11,44	15,22	17,12	18,02	16,62	12,71	9,02	6,02	<b>10,99</b>
<b>T moy</b>	8,89	9,94	12,09	14,44	15,54	21,64	24,7	26,29	22,99	17,94	13,59	9,84	<b>16,49</b>

Source : ANRH Constantine

Avec :

Max : Moyenne des maximaux journaliers.

Min : Moyenne des minimaux journaliers.

$T_{\text{moy}} = (\text{Min} + \text{Max}) / 2$  : moyenne mensuelle.

D'après le tableau ci-dessus :

- ✓ Les températures sont marquées par de fortes variations diurnes et saisonnières.
- ✓ Une moyenne de tous les minima de l'ordre de 10,99° C.
- ✓ Une moyenne des maxima qui tournent autour de 22,16°C.
- ✓ Un minimum absolu observé de 4,82°C.

✓ Un maximum absolu observé de 32,56°C.

### I.6.3. Humidité de l'air

Les valeurs de l'humidité mensuelle moyenne et le moyen inter annuel sont illustrées dans le tableau ci-après :

Tableau. I.3 : Humidité moyenne mensuelle

Mois	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Aou	Sep	Oct	Nov	Déc	Moyenne inter annuel
Humidité Moy (%)	76	76	72	71	68	57	46	52	63	67	75	76	<b>67</b>

Source : ANRH Constantine

### I.6.4 Ensoleillement

L'ensoleillement dans la région est aux environs de 2961 heures/an et l'énergie moyenne de la radiation solaire par jour est de 393 calories par  $\text{cm}^2$  (qui représente donc : 190 Watts/ $\text{m}^2$ ).

Tableau. I.4 : Ensoleillement, nébulosité moyennes mensuelles

Mois	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Aou	Sep	Oct	Nov	Déc
Ensoleillement (h/j)	5,04	5,42	6,42	7,1	8,4	10,61	11,33	10,08	8,36	6,67	5,47	4,42
Nébulosité (h/j)	4,58	4,97	4,53	4,71	4,27	2,98	1,77	2,48	3,03	3,89	4,36	4,55

Source : A.N.R.H Constantine

### I.6.5 : Pluviométrie

La région de Zeghaia reçoit annuellement 350 à 450 mm de précipitation. Les pluies sont assez importantes, mais elles sont mal réparties dans l'ensemble. A la station de Beni-Guecha, on a un enregistrement de la :

- précipitation moyenne annuelle : 381mm
- précipitation minimale : 0,7mm
- précipitation maximale : 105,2 mm

Tableau I.5 : Répartition journalière et mensuelle des pluies

Mois	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Aou	Sep	Oct	Nov	Déc	Année
P moy mens (mm)	45	87,9	7,9	64,1	1,7	1	1,7	0,7	14,2	22,1	29,5	105,2	<b>381</b>
P max j (mm)	18,8	23,8	5,9	13	1,6	0,6	1,7	0,7	3,9	10,7	17,2	44,3	/

Source : A.N.R.H Constantine

### I.6.6. Le vent

Les vents dominants sont de direction Nord-Ouest. Ils sont généralement suivis par des pluies en hiver.

Les vents Nord et Nord-Est sont peut fréquents, cela est due aux obstacles naturels qui caractérisent la région.

En été les vents dominants sont de direction Sud-Nord (c'est le sirocco).

Tableau I.6 : Vitesses moyennes des vents

Mois	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Aou	Sep	Oct	Nov	Déc	Moy
Vents (m/s)	2,41	2,71	2,6	2,32	2,18	2,1	2,12	2,07	1,74	2,07	2,29	2,71	<b>2,28</b>

Source : A.N.R.H Constantine

### \* Le Sirocco

Tableau I.7 : Valeurs des vitesses du sirocco

Mois	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Aou	Sep	Oct	Nov	Déc
Vitesse (m/s)	0,3	1	1,4	1,4	1,2	2	4	3	2,6	1,8	1,6	0

Source : A.N.R.H Constantine

### \* Le Gèle

Tableau I.8 : Variation de l'épaisseur du gèle pour chaque mois

Mois	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Aou	Sep	Oct	Nov	Déc
Epaisseur (mm)	0,1	0,1	0,1	0,4	0,5	0	0	0	0,2	0	0,1	0

Source : A.N.R.H Constantine

Le gèle est un phénomène très localisé. Il s'observe sur une première période s'étale du mois de Janvier au mois de Mai et la deuxième pour les mois de Septembre et Décembre.

## I.7. Situation hydraulique

### a) Les ressources d'alimentation en eau potable

- **Barrage Beni Haroun** : alimente Zeghaia centre, Krmouda et Djlama avec un volume de 2000 m<sup>3</sup>/j.
- **Source d'El-Machta** : par un débit de 1 l/s, alimente Zeghaia centre.
- **Source Ain El-Ssadi** : avec un débit de 0,5 l/s alimente Zeghaia centre.

Le réseau d'alimentation en eau potable a un long de 35 Km sur toute la commune, avec un pourcentage de 95%.

## b) Réseau d'assainissement

Le réseau d'assainissement existant de la ville est de type **unitaire**. Les diamètres varient entre 300 mm et 800 mm et le rejet des eaux collectées se fait vers Chaabats.

Il existe **trois** points de **rejet** pour l'agglomération : un au Nord de l'agglomération, l'autre au Nord-Est et le dernier à l'Ouest de l'agglomération.

Le réseau d'assainissement réalisé en 1989 est composé de quelques tronçons réalisés de façon anarchique et non planifiée par les citoyens en 1982, avec des diamètres de Ø200 mm. Certaines constructions sont réalisées sur les collecteurs et que beaucoup d'habitations ne disposent d'aucun réseau d'assainissement (certains quartiers de Boufouh et Boudjrère ...)

Le rejet actuel est le milieu naturel. Pour cela, la protection de ce dernier par la réalisation d'une **station d'épuration** est indispensable (pour préserver la qualité d'eau de milieu récepteur parce que notre région est située à l'amont du barrage de Beni Haroun). D'après la DHW de Mila, cette station a une capacité de 4500 m<sup>3</sup>/j. Cette station elle associe la ville de Zeghaia ainsi que la ville voisine Radjas.

## Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons présenté les données de base nécessaires de la zone d'étude qui représentent l'identité de la ville de Zeghaia, servant à l'élaboration du projet d'évacuation des eaux usées de notre agglomération. Ces données concernent notre agglomération du point de vue topographie, géologie, démographie, climatique ainsi que la situation hydraulique.

Notre zone d'étude caractérisé par :

- Relief relativement plat à l'intérieur et montagneux au Nord (occupe 70%).
- Urbanisation homogène, exceptionnellement dans certains quartiers.
- L'extension de la ville se fait vers le Nord-Eest et l'ouest.
- La zone d'étude est compte 14335 habitants en 2011.
- Le poste pluviométrique choisi est porte le code 10-02-03 (Beni-Guecha).

## CHAPITRE II : DIAGNOSTIC DU SYSTEME D'EVACUATION

### Introduction

L'objectif primordial d'une étude de diagnostic d'un système d'évacuation au niveau d'une agglomération est le rassemblement maximum d'informations sur sa situation et son fonctionnement. Les points douteux du réseau sont relevés dans le but de la réhabilitation ou la restructuration tout en prévenant les zones d'extension urbaines.

### II.1. Objectifs d'une étude de diagnostic

Une étude de diagnostic se fait par un ensemble des pratiques dans le but d'évaluer l'état structurel et le fonctionnement (efficacité hydraulique) d'un réseau d'assainissement, afin d'améliorer son exploitation et d'envisager les priorités en terme d'investissements et d'interventions nécessaires à sa bonne évolution.

### II.2. Les types du diagnostic

**A/ Diagnostic fonctionnel :** basé sur l'efficacité hydraulique (débits et flux polluants) et il porte sur le transfert sans perte ni dégradation des effluents collectés.

**B/ Diagnostic structurel :** basé sur l'état de la structure et il porte sur la pérennité des ouvrages et les dommages éventuels susceptibles d'être entraînés par leur ruine.

### II.3. Recueil et exploitation des données

- Données relatives à l'agglomération.
- Données relatives au réseau et ouvrages annexes.
- Données relatives au milieu récepteur.

### II.4. Etat du système d'évacuation de la commune de Zeghaia

Le système d'évacuation de notre zone d'étude est caractérisé par :

- Des tronçons de collecteur passent sous des constructions.
- Certains tronçons ont des pentes très faibles et d'autres très fortes.
- Manque d'avaloirs dans certains endroits de la région (on constate plusieurs cas de bouchages répétitifs des avaloirs).
- L'inexistence du réseau d'assainissement dans quelques endroits.
- Plusieurs regards bouchés, goudronnés ou bien cimentés.
- Certains regards sont à ciel ouvert, n'ont pas de dalles ni de tampons, provoquent un grand danger pour les citoyens.

**a) Les collecteurs**

Le réseau est constitué de buses en CAO (Conduite Armé Ordinaire), d'une longueur totale de 23 km avec un taux de raccordement de 61%. Les caractéristiques des collecteurs sont regroupées dans l'annexe 1.

**b) Les regards**

La majorité des regards sont envasés et d'autre colmaté. L'absence général d'entretien et de maintenance a rendu une grande partie des regards dans un état non identifiable, ainsi que l'accumulation des débris sableux et les ordures publics dans ses regards non recouverts ce qui provoque même des débordements.



Figure II-1 : Exemple du regard en état dégradé (04/04/2012)



Figure II-2 : Regards existants avec problème de dépôts (04/04/2012)

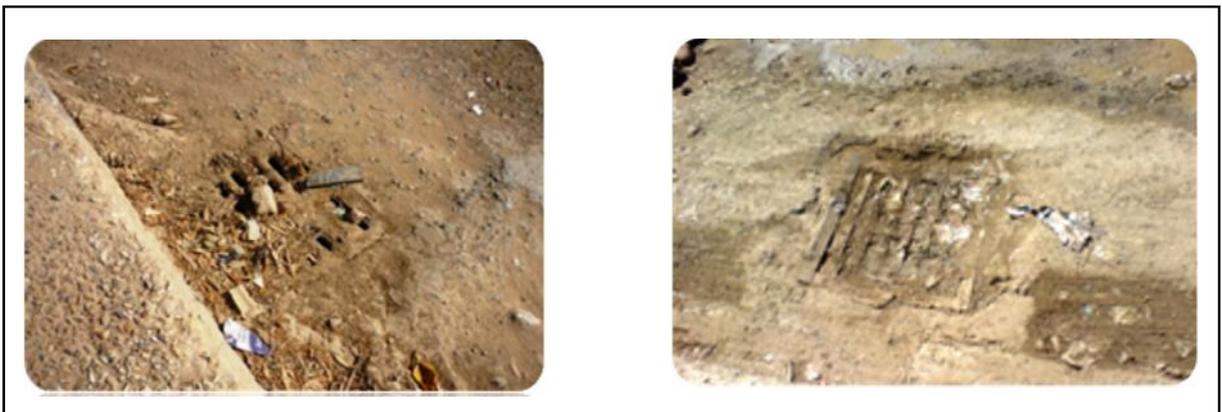


Figure II-3 : Regards existants bétonnés - visite nécessitant la destruction de la dalle due à l'absence des tampons (04/04/2012)

### c) Etat des bouches d'égout

D'après notre constat, on a remarqué que les bouches d'égout existent sur des parties du centre-ville. Ils sont presque tout en mauvais état et fermés par les boues, cela est dû à l'absence d'entretien et l'absence aussi presque totale des travaux de nettoyage.

- Bouche d'égout envasée avec la présence de feuilles d'arbres mortes au fond.



FigureII-4 : Exemple de la bouche d'égout en état dégradé (04/04/2012)

- Obturation de la bouche d'égout avec des déchets solides (rejets d'ordures par les habitants).



Figure II-5 : Exemple de la bouche d'égout en état dégradé (04/04/2012)

#### **d) Etat des déversoirs d'orage**

Il existe dans notre région d'étude un seul déversoir d'orage, qu'est en bon état.

### **II.5. Les eaux claires parasites**

Ce sont les eaux qui s'infiltrent dans le réseau d'assainissement au niveau des branchements surtout. Dans ce contexte l'intrusion des eaux claires parasites dans un collecteur est un phénomène qui participe à la détérioration d'un système d'évacuation.

#### **II.5.1. Causes d'intrusion d'eaux claires parasites dans un collecteur**

- Mauvaise pose de canalisation du point de vue centrage des collecteurs ce qui entraîne un mauvais raccordement entre les conduites.
- L'écoulement hypodermique qui donne un déplacement vertical au collecteur modifiant ainsi la cote de la génératrice inférieure et enfin le déboitement au niveau des emboitements en influençant sur son étanchéité.
- Fissuration du collecteur qui est dû au tassement créé par les engins très lourds circulant sur les routes surtout si la conduite est enterrée dans la zone de la couche dynamique car les efforts sont transmis directement à cette dernière.
- Les racines des arbres cherchant l'humidité (phénomène d'hydrotropisme), ces dernières soulèvent les collecteurs en le fissurant au niveau des lèvres pour absorber l'eau usée.
- La qualité du collecteur qui est d'origine fissuré ou a été fissuré au cours de son transport et ne subissant pas d'essai d'étanchéité à l'usine et sur terrain.
- Détérioration du collecteur qui transporte des eaux industrielles non prétraitées.

- Dans le cas où le collecteur n'ayant pas reçu de dispositif nécessaire contre la remonté de la nappe (l'amarrage des collecteurs).
- Les séismes parfois déstabilisent le réseau et déformant les joints et jouent sur son étanchéité.

**\* Remarque :**

Dans notre système d'évacuation l'intrusion des eaux claires parasites n'est pas loin de se produire car, l'existence d'un banc rocheux en marne à la profondeur de 25m de la côte terrain naturel menace la canalisation d'un écoulement hypodermique. Ce dernier favorise la déstabilisation du réseau du point de vue étanchéité.

### **II.5.2. Conséquences et résultats d'intrusion des eaux claires parasites dans un collecteur d'assainissement**

#### **A/ Impact sur le réseau**

- Modification des propriétés hydrauliques calculées du collecteur lors de l'étude (hauteur d'eau, vitesse d'écoulement... etc) ;
- L'augmentation du débit d'infiltration mène a un risque d'inondation en période d'averse ;
- La mise en charge dans certains tronçons ;
- Diminution de la température des eaux usées dans le collecteur ce qui engendre le ramollissement des joints dans le cas où le débit d'infiltration est considérable ;
- Diminution de la durée de vie du réseau par sa détérioration structurelle.

#### **B/ Impact sur l'environnement**

Le cas d'un réseau non étanche entraîne un phénomène d'exfiltration ou d'extrusion des eaux usées du collecteur vers les profondeurs de la nappe en causant sa pollution et sa contamination

## Conclusion

Cette partie d'étude nous permet de savoir l'état et le fonctionnement des réseaux et des ouvrages qui leur sont associés, de manière à mettre en évidence leurs dysfonctionnements.

On peut la considérer donc comme une base des données qui nous devons suivre pour :

- Localisation des points noirs de réseau actuel qui est un réseau vieux.
- La sensibilité de milieu naturel.
- Les nouvelles extensions de la ville et les régions qui ne disposent pas un réseau d'assainissement.
- Vérification du fonctionnement des réseaux et ouvrages existant.
- Identification des tronçons et ouvrages vulnérables (sous dimensionnés, vétustes, défectueux ...etc.) ;
- Détermination des tronçons et ouvrages à maintenir et ceux à rénover.

On remarque que le réseau de la ville de Zeghaia est en état d'incapacité dans la plupart de la région étude.

## CHAPITRE III: ETUDE HYDROLOGIQUE

### Introduction

D'une façon générale, l'hydrologie peut se définir comme l'étude du cycle de l'eau et l'estimation de ses différents flux. L'hydrologie au sens large regroupe :

- la climatologie, pour la partie aérienne du cycle de l'eau (précipitations, retour à l'atmosphère, transferts, etc.).
- l'hydrologie de surface au sens strict, pour les écoulements à la surface des continents.
- l'hydrodynamique des milieux non saturés pour les échanges entre les eaux de surface et les eaux souterraines (infiltration, retour à l'atmosphère à partir des nappes, etc.).
- l'hydrodynamique souterraine pour les écoulements en milieux saturés.

L'étude hydrologique est une partie très importante dans le calcul d'un réseau d'assainissement. Cette partie prend toute son ampleur lorsqu'il s'agit de déterminer la quantité des eaux pluviales d'un bassin donné. D'une autre part on peut dire que l'hydrologie est la science qui a pour but d'étudier les eaux terrestres, Pour une étude hydrologique, qui a pour but le dimensionnement d'un réseau de collecte et d'évacuation des eaux pluviales, une étape importante de détermination de l'intensité moyenne maximale qui exprimée en mm/h.

### III.1. Pluviométrie

L'étude pluviométrique sera effectuée à partir des données des précipitations mensuelles et journalières enregistrées au niveau de la station la plus proche de la zone d'étude. Nous prenons comme base de calcul la série pluviométrique de la station pluviométrique de **Beni-Guecha** dont le code est : 10-02-03, sur une période de fonctionnement de 1976 au 2009 qui a été fournie par l'A.N.R.H Constantine et de coordonnées Lambert.

$$X = 791,2 \text{ Km.}$$

$$Y = 350 \text{ km.}$$

$$Z = 580 \text{ m.}$$

### III.2. Les précipitations maximales journalières

La série des pluies maximales journalières enregistrées à la station pluviométrique de Beni-Guecha a été choisie comme étant la plus représentative du maximal journalier pouvant se produire dans la zone d'étude.

Tableau. III.1 : Les pluies maximales journalières

Année	Pluie max jour	Année	Pluie max jour
1976 – 1977	31,3	1993 – 1994	52,5
1977 – 1978	26,5	1993 – 1994	43
1978 – 1979	34,3	1994 – 1995	32
1979 – 1980	27	1995 – 1996	34,5
1980 – 1981	30	1996 – 1997	28
1981-1982	46	1997 – 1998	40
1982 – 1983	44	1998 – 1999	39
1983 – 1984	57	1999 – 2000	17,5
1984 – 1985	46	2000 – 2001	33,1
1985 – 1986	39	2001 – 2002	27
1986 – 1987	34	2002 – 2003	44
1987 – 1988	69,5	2003 – 2004	27
1988 – 1989	62,5	2004 – 2005	28
1989 – 1990	44	2005 – 2006	44
1990 – 1991	39,2	2006 – 2007	39,5
1991 – 1992	27,5	2007 – 2008	40
1992 – 1993	51	2008 – 2009	56

Source : ANRH de Constantine

**A) Estimation des pluies journalières maximales**

L'étude consiste à faire un ajustement pour la série de données des précipitations maximales journalières à l'aide d'une loi théorique afin de déterminer l'intensité de pluie pour une période retour.

Pour cela, il serait nécessaire de passer par les étapes suivantes :

1. Classer la série des précipitations par ordre croissant ;
2. Calculer la fréquence expérimentale ;
3. Calculer les caractéristiques empiriques de la série de données ;
4. Ajuster graphiquement la loi choisie ;
5. Calculer le quantile et son intervalle de confiance ;

Les caractéristiques de notre série pluviométrique sont illustrées dans le tableau suivant :

Tableau. III.2 : Caractéristique de la série pluviométrique

Caractéristique	Formule	Valeurs
la somme des $P_{\max j}$ en (mm)	$\sum_{i=1}^n Xi$	1333,9
La moyenne des $P_{\max j}$ en (mm)	$X = \frac{\sum_{i=1}^{n=34} Xi}{n}$	39,23
L'écart type « x »; Pour $n > 30$ ans	$\dagger x = \frac{\sum_{i=1}^{n=34} (Xi - nx)}{n - 1}$	11,45
Coefficient de variation « Cv »	$Cv = \frac{\dagger}{Xc}$	0,3

\* L'exposant climatique pour notre région ( $b=0.32$ ) est donné par l'ARNH de Constantine.

### III.3. Choix de la loi d'ajustement

Comme il existe plusieurs méthodes d'ajustement des séries pluviométriques, l'efficacité d'une méthode d'estimation dépend de :

- La loi de probabilité.
- La taille de l'échantillon.

Toutefois, de nombreuses études comparatives, empiriques et théoriques, ont été menées afin de déterminer dans quelles circonstances une méthode d'estimation est la plus efficace pour une loi donnée.

Les lois d'ajustement choisies sont :

1-la loi de Galton (log-normale).

2-la loi de Gumbel.

#### ➔ Discussion des résultats

Après l'ajustement des série suivent les deux lois (Galton et Gumbel), nous pouvons conclure que la pluie maximale journalière suit la loi de Galton, car tous les points sont à l'intérieur de l'intervalle de confiance et aussi plus proches de la droite de Galton.

Notons que même le teste de l'adéquation « Khi carré » établi par le logiciel « Hydrolab » a montré aussi que la loi de Galton est significatif.

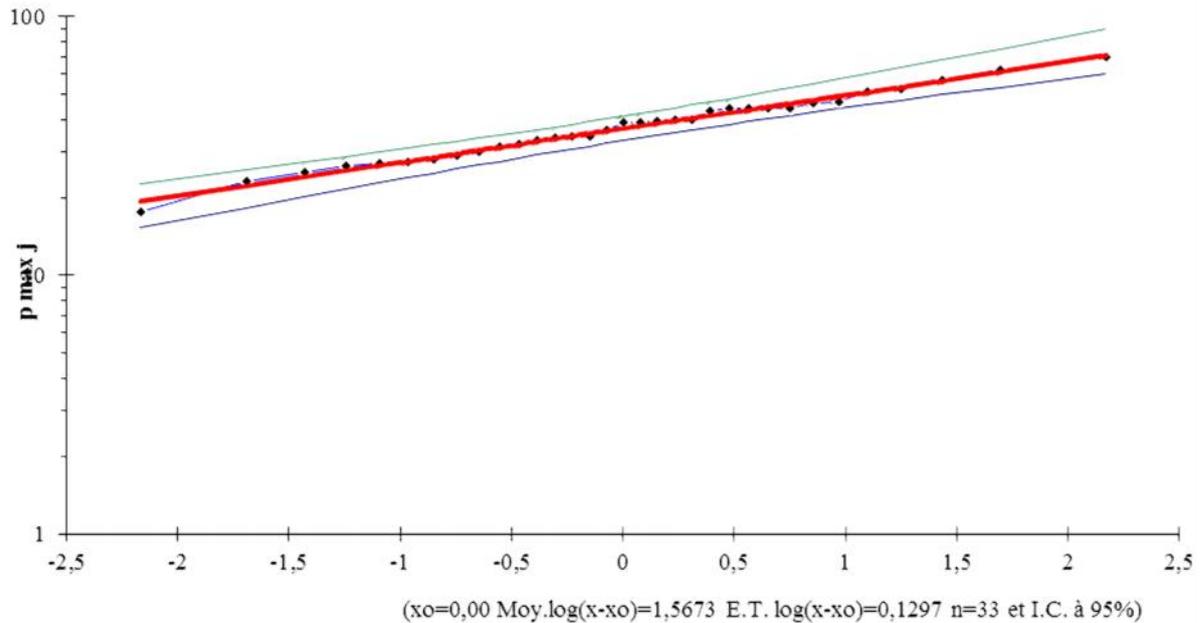


Figure. III. 1 : Ajustement à la loi de Galton

**IV .4 Pluie de courte durée**

La connaissance des pluies de courte durée est très importante.

L'intensité moyenne maximale de durée de 15mn, pour une période de retour de 10 ans ( $\bar{i}_{15mn,10\%}$ ) entre dans le calcul des débits pluviaux.

Pour le calcul de l'intensité moyenne des précipitations, pour un intervalle de référence (15 mn) nous utilisons la formule :

$$\bar{i}_{15mn,10\%} = \frac{P_{max,15mn,10\%}}{15mn}$$

Avec :

$\bar{I}_{t15mn,p\%}$  : Intensité moyenne de précipitation pour une averse de fréquence (p%).

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

On a :

$$P_{max,15mn,10\%} = P_{max, j,10\%} \left( \frac{t}{24} \right)^b$$

D'où :

b : Exposant climatique de la région, b =0,32.

Pmax, j,10% : est donnée par la droite de Gumbel =54,135 mm.

t=15mn.

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau (III. 3). Après, ces résultats seront reportés graphiquement sur les courbes I.D.F (Intensité, Durée, Fréquence) pour mieux exprimer les variations de l'intensité

Tableau. III.3 : Intensité pour une période de retour de 10ans

Probabilité de 10%			Probabilité de 10%		
t	P max,t,10%	I max,t,10%	t	P max,t,10%	I max,t,10%
0,25	12,56	50,24	12	43,37	3,61
0,5	15,68	31,36	12,5	43,94	3,51
1	19,6	19,60	13	44,49	3,42
1,5	22,3	14,87	13,5	45,03	3,34
2	24,44	12,22	14	45,56	3,25
2,5	26,25	10,50	14,5	46,07	3,18
3	27,82	9,27	15	46,58	3,11
3,5	29,24	8,35	15,5	47,07	3,04
4	30,51	7,63	16	47,55	2,97
4,5	31,68	7,04	16,5	48,02	2,91
5	32,77	6,55	17	48,48	2,85
5,5	33,79	6,14	17,5	48,93	2,80
6	34,74	5,79	18	49,37	2,74
6,5	35,64	5,48	18,5	49,81	2,69
7	36,50	5,21	19	50,24	2,64
7,5	37,31	4,97	19,5	50,65	2,60
8	38,09	4,76	20	51,07	2,55
8,5	38,84	4,57	20,5	51,47	2,51
9	39,55	4,39	21	51,87	2,47
9,5	40,24	4,24	21,5	52,26	2,43
10	40,91	4,09	22	52,65	2,39
10,5	41,55	3,96	22,5	53,03	2,36
11	42,18	3,83	23	53,40	2,32
11,5	42,78	3,72	23,5	53,77	2,29
			24	54,14	2,26

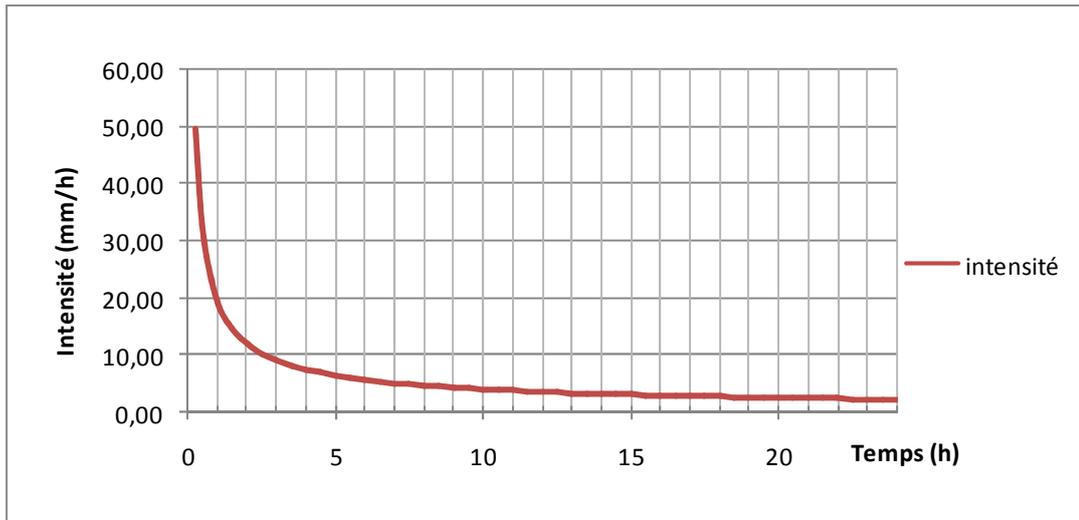


Figure. III. 2 : Courbes Intensité-Durée-Fréquence

$$P_{\max} 15\text{mn} ; 10\% = 12,56 \text{ mm}$$

$$I_{15 \text{ min}, 10\%} = 50,24 \text{ mm} / h$$

$$q = \frac{49,53 * (10000)}{3600} = 140 \text{ l} / \text{s} / \text{ha}$$

### Conclusion

L'étude hydrologique nous a permis de déterminer l'intensité moyenne des précipitations.

D'après la droite de GALTON qui est dans notre cas la meilleure loi d'ajustement de la précipitation maximale journalière, on s'aperçoit que pour le dimensionnement optimal de notre réseau, il convient de retenir la valeur donnée par la loi de **GALTON** qui est de :

$$I_{15\text{min},10\%} = 50.24 \text{ mm/ha}$$

## CHAPITRE IV : CALCUL DE BASE

### Introduction :

Le réseau d'assainissement, projeté au niveau d'une zone soit rurale ou urbaine, doit répondre à deux catégories de préoccupations.

- Assurer une évacuation correcte des eaux pluviales de manière à empêcher la submersion dans les immeubles et à permettre une circulation aisée dans les rues en temps de pluie et averses.
- Assurer l'élimination des eaux usées et les matières fécales hors de l'agglomération et hors de l'habitat.

### IV.1. Situation démographique

Pour notre projet nous prévoyons une estimation à long terme, pour cela on se fait 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 :

$$P_n = P_o (1+t)^n$$

Avec :

t : Taux de croissance de la population considérée.

P0 : population à l'année de référence (2011)=14335 habitants (source : D.P.A.T de Mila)

Pn : population à l'horizon futur.

n : C'est la différence en années entre l'année de référence et l'année de l'horizon de calcul.

Le taux d'accroissement est évalué à 1.34% (source : D.P.A.T de Mila).

**Remarque :** Pour le dimensionnement de notre futur réseau d'assainissement l'horizon de calcul est fixé à 2040.

Les résultats des estimations de la population sont reportés dans le tableau suivant :

Tableau. IV. 1: Estimation de la population à l'horizon d'étude

Année	t (%)	n	Population (hab)
2011	1.34	0	14335
2020	1.34	9	16160
2025	1.34	14	17272
2030	1.34	19	18460
2035	1.34	24	19731
2040	1.34	29	<b>21089</b>

## IV.2. Découpage de l'aire d'étude en sous bassins

### Définition :

Le sous bassin est une section de bassin situé séquentiellement de l'amont vers l'aval du bassin. A chaque sous bassin correspond un secteur élémentaire d'étude pour le calcul des débits et il est constitué d'une ou plusieurs zones.

### IV.2.1. Le découpage des espaces :

Il consiste à délimiter les bassins élémentaires, sous-bassins hydrologiques et à déterminer les zones d'occupation des sols homogènes, pour permettre :

- l'étude démographique, nombre d'habitants, d'emplois sur une zone ayant des caractéristiques physiques et socio-économiques homogènes,
- les consommations d'eau domestiques, des activités industrielles et commerciales,
- la définition des coefficients de ruissellement,
- la localisation des « points noirs », débordements,
- la répartition des indicateurs de pollution.

### IV.2.2. Choix de la limite des sous bassins

Le choix du découpage d'un bassin en sous bassins élémentaires, ce fait selon :

- Les courbes de niveau ;
- Les limites naturelles (talweg, oued, etc....) ;
- Les pentes et les contre pentes ;
- Les routes et les voiries ;
- La nature du sol ;
- La densité des habitants ;
- Le réseau existant.

## IV.3. Principe du tracé du réseau

Le réseau d'évacuation des eaux usées devra tirer parti au maximum de la topographie locale. En particulier, il conviendra d'éviter les longueurs de canalisation inutiles et surtout d'éviter les sur-profondeurs de tranchées, coûteuses en terrassements.

Le tracé des différents collecteurs se fait en fonction des paramètres suivants :

- La topographie du site.
- L'implantation des canalisations dans le domaine public.
- Les conditions de rejet.
- L'emplacement des cours d'eau et talweg.
- L'emplacement du cours d'eau ou de la station d'épuration.

La profondeur des canalisations doit répondre à certains critères comme :

- ✓ La profondeur des caves avoisinante.
- ✓ La résistance de la canalisation aux différents efforts et au gel.

#### IV.4. Systèmes d'évacuation du réseau d'assainissement :

##### Définitions

On distingue principalement trois systèmes :

- 1- Un système dit **unitaire**, appelé aussi « tout à l'égout », qui draine l'ensemble des eaux usées et pluviales vers l'extérieur de l'agglomération par un réseau unique. C'est un système compact qui convient mieux pour les milieux urbains de haute densité, mais qui pose des problèmes d'autocurage en période sèche.
- 2- Un système dit **séparatif** qui collecte séparément les eaux usées et les eaux pluviales dans deux réseaux distincts. Il est adopté dans les petites et moyennes agglomérations et dans les extensions des grandes villes.
- 3- Un système dit **pseudo séparatif** pour lequel une partie des eaux pluviales est évacuées avec les eaux usées, il s'agit notamment des eaux des terrasses et des cours. Les eaux de ruissellement sont évacuées directement dans la nature par des caniveaux et des fossés.

##### IV.4.1. Choix d'un système

Le choix d'un système repose essentiellement sur les points suivants :

- Données relatives au site telle que la topographie, la nature du sol, le régime des nappes...
- Données pluviométriques.
- Données relatives à la croissance démographique et au développement.
- Données urbanistiques.
- Données économiques et financières avec la comparaison de plusieurs variantes du point de vue systèmes (unitaires, séparatif, ou pseudo séparatif).
- L'encombrement du sous-sol.
- Une dilution exigée par la station d'épuration pour un certain débit demander donc il faut favoriser le système unitaire ou prévoir une connexion directe.

##### Conclusion :

En tenant compte de l'aspect économique, la simplicité du système et de la condition locale, nous optons pour le réseau unitaire.

##### IV.4.2. Schémas d'évacuation

###### a) Schéma du type perpendiculaire

Ce type de tracé consiste à amener perpendiculairement à la rivière un certain nombre de collecteurs recevant à leur tour les eaux des égouts primaires.

Il ne permet donc pas la concentration des eaux vers un point unique d'épuration, et donc interdit pratiquement celle-ci. Il convient donc lorsque l'épuration n'est pas jugée nécessaire, et en particulier pour les réseaux d'eaux pluviales. C'est le tracé le plus économique, surtout si la pente du terrain vers la rivière est faible

###### b) Schéma par déplacement latéral

On peut transformer le tracé précédent pour faire passer toutes les eaux par un point unique d'épuration en disposant un collecteur latéral à la rivière. Si la pente de celle-ci est suffisante,

ce collecteur latéral est réalisable de façon économique ; dans le cas contraire, il peut devenir très onéreux, et il conviendra alors d'adopter la disposition suivante (collecteur transversal oblique). Si de plus l'agglomération est située des deux côtés de la rivière, il faut aménager deux collecteurs latéraux, et l'un d'eux (en général le plus petit) devra franchir la rivière pour atteindre le point d'épuration, généralement par un tuyau en charge appelé siphon.

#### **c) Schéma à collecteur transversal ou oblique**

Pour augmenter la pente du collecteur, dans le cas où celle de la rivière est insuffisante, il est intéressant de tracer le collecteur obliquement, afin de profiter également de la pente du terrain vers la rivière. Dans ce cas, les terrains placés entre le collecteur et la rivière sont moins faciles à assainir, mais les débits à évacuer sont également moins importants. Le tracé oblique résultera d'un optimum à la fois technique et économique.

#### **d) Schéma à Collecteurs étagés**

Pour de faibles pentes et une agglomération très étendue le long de la rivière, il peut être nécessaire d'effectuer l'assainissement à plusieurs niveaux, ce qui nécessite de multiplier les points où s'effectue l'épuration, et par conséquent augmente le prix de celle-ci.

#### **e) Schéma type radial**

Si l'agglomération est sur une plaine (ou un plateau) exempte de tout relief, il faut donner une pente aux égouts en faisant varier la profondeur de la tranchée où ils sont posés ; on dispose ainsi des égouts radiaux convergeant vers un point P de ce point les eaux usées seront reprises par pompage et circuleront alors en charge vers un exutoire convenable. Le rayon d'action que peut pratiquement et économiquement desservir une station de relèvement par pompage telle que P, en relief strictement horizontal, est de quelques hectomètres. La structure de ce réseau justifie son appellation de réseau radial.

#### **f) Schéma multi-radial**

Dans le cas d'une ville étendue sur une plaine horizontale, il est donc nécessaire de multiplier les stations de relèvement en tenant compte de leur rayon d'action pratique. Le réseau multi-radial ainsi constitué est très onéreux en investissements et en exploitation.

### **IV.5.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.
- Les conditions économiques : le cout 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.

### **IV.6. Calcul de la population de chaque sous bassin**

A défaut de connaître le nombre exacte du nombre d'habitant de chaque sous bassin, on suit les étapes suivantes afin de pouvoir estimer ce dernier.

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

On déduit le nombre d'habitant de chaque sous bassin.

Tableau IV.2 : Répartition de la population dans chaque sous bassin à l'horizon 2040.

N° du sous bassin	Cités	Surface « Ai » (ha)	Nombre d'habitant partiel	Nombre d'habitant
				Total
1	150 logements	20,27	1000	2250
	Zone d'habitation		1250	
2	Habitations	18,1	600	2600
	500 logements		2000	
3	Habitations	15,61	700	1070
	30 logements		370	
4	480 logements	27,7	3300	3300
5	Zone d'équipements 1	21,2	50	1410
	20 logements		160	
	Zone d'habitations		200	
	168 Logements O.P.G.I		600	
	lotissements		400	
6	250Logements O.P.G.I	7,8	1100	2000
	200 logements		900	
7	60 logements	14,1	360	959
	50 logements		250	
	Zone d'habitation		349	
8	cité 128 lots	11,3	600	2850
	50 logements		250	
	cité résidentielle Garçons		1000	
	cité résidentielle filles		1000	
9	Zone d'habitation	8	400	2900
	100 Logements		2500	
10	lotissements	11,9	300	1750
	Zone d'équipements		100	
	Zone mixte		1000	
	70 logements		350	
Somme				21089

(Source : A .P.C de Zeghaia)

#### IV.6.1 Evaluation du coefficient de ruissellement

Le coefficient de ruissellement est délicat à définir, toute erreur sur ce coefficient conduit à une erreur de même ordre sur le débit. Dans la grande majorité des cas il est défini de façon statistique à partir d'une analyse plus ou moins subjective de l'occupation des sols, mais on peut estimer ce coefficient selon :

**a. Coefficients de ruissellement relatif à la catégorie d'urbanisation**

Tableau. IV. 3 : Coefficient de ruissellement en fonction de la catégorie d'urbanisation

Catégorie d'urbanisation	Coefficient de ruissellement (Cr)
Habitations très denses	0.90
Habitations denses	0.60 – 0.70
Habitations moyennement denses	0.40 – 0.50
Quartiers résidentiels	0.20 – 0.30
Square – jardin – prairie	0.05 – 0.20

**b. Coefficients de ruissellement en fonction de la densité de population**

Tableau. IV. 4 : Coefficients de ruissellement en fonction de la densité de Population

Densité de la population (hab / ha)	Coefficient de ruissellement (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

**c. Coefficients de ruissellement en fonction de la zone d'influence :**

Tableau. IV. 5 : Coefficients de ruissellement en fonction de la zone d'influence

Zones d'influence	Coefficient de ruissellement (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

**d. Coefficients de ruissellement relatif à diverses surfaces**

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

Surface	Coefficient de ruissellement (Cr)
Chaussée en béton asphaltée	0.70 – 0.95
Chaussée en brique	0.70 – 0.85
Toiture	0.75 – 0.95
Terrain gazonné, sol sablonneux - Plat (pente < à 2 %).	0.05 – 0.10

- Pente moyenne de 2 à 7 %.	0.10 – 0.15
- Pente abrupte	0.15 – 0.20
Terrain gazonné, sol sablonneux	
- Plat (pente < à 2 %).	0.13 – 0.17
- Pente moyenne de 2 à 7 %.	0.18 – 0.22
- Pente abrupte	0.25 – 0.35
Entrée de garage en gravier	0.15 – 0.30

Tableau IV.7 : Détermination du coefficient de ruissellement pour chaque sous bassin.

Sous bassin	Surface Si (ha)	Nature des surfaces Si	Coefficient de ruissellement Cri	Coefficient de ruissellement pondéré Crp
1	20,27	5% Equipement existant	0,7	0,5
		47% Habitation individuelle existante	0,6	
		15% Route	0,65	
		33% Espace vert	0,25	
2	18,1	5% Equipement existant	0,7	0,53
		25% Espace vert	0,25	
		55% Habitation collective projetées	0,65	
		15% Route	0,7	
3	15,61	55% Habitation individuelle existant	0,7	0,66
		5% Equipement existant	0,7	
		15% Espace vert	0,25	
		25% Route	0,7	
4	27,7	10% Equipement existant	0,7	0,52
		45% Habitation collectives existantes	0,6	
		5% Habitations collectives projetées	0,7	
		10% Route	0,7	
		30% Espace vert	0,25	
5	21,2	60% Habitation individuelle	0,7	0,6
		15% Route	0,7	
		25% Espace vert	0,25	
6	7,8	19% Espace vert	0,25	0,64
		45% Habitation collective existante	0,7	
		20% Equipement	0,7	
		16% Route	0,85	

Tableau IV.7 Détermination du coefficient de ruissellement Pour chaque sous bassin (suite).

Sous bassin	Surface Si (ha)	Nature des surfaces Si	Coefficient de ruissellement Cri	Coefficient de ruissellement pondéré Crp
7	14,1	5% Espace vert	0,25	0,54
		20% Route	0,7	
		70% Habitation individuelle	0,5	
		5% Equipement	0,7	
8	11,3	5% Espace vert	0,25	0,7
		10% Equipement existant	0,7	
		20% Route	0,8	
		65% Habitation collective existante	0,7	
9	8	65% Habitation collective existante	0,55	0,54
		5% Equipement existant	0,7	
		20% Route	0,7	
		5% Espace vert	0,25	
10	11,9	40% Structure	0,7	0,6
		15% Espace vert	0,25	
		15% Route	0,7	
		30% Habitation	0,6	

(Source : A .P.C de Zeghaia)

#### IV.6.2. Calcul du coefficient de ruissellement pondéré total

Le coefficient de ruissellement pondéré est donné par l'expression :

$$C_{rp} = \frac{\sum C_{ri} A_i}{A} \quad (4.2)$$

Avec :  
 $C_{rp}$  : Coefficient de ruissellement pondéré total.  
 $C_{ri}$  : Coefficient de ruissellement de chaque sous bassin.  
 $A_i$  : Surface élémentaire de chaque sous bassin  
 $A$  : Surface totale de la zone urbanisée.

Application numérique :  $C_{rp} = \frac{89.13}{156} = 0.57$   $C_{rp} = \mathbf{0.57}$

#### IV.6.3. Calcul du nombre d'habitant de chaque sous bassin

Le nombre d'habitant de chaque sou bassin est donné par l'expression :

$$P_i = D_i \cdot A_i$$

Avec :  
 $P_i$  : Population partielle du sou bassin considéré.

$A_i$  : Surface partielle du sou bassin considéré (ha).

$D_i$  : Densité partielle du sou bassin considéré en (hab/ha).

Tableau. IV. 8 : Caractéristique de la population

Sous bassin	Surfaces A (ha)	Densité (hab. /ha)	A*D (hab.)	Cumulés (hab.)
1	20,27	111	2250	2250
2	18,1	144	2600	4850
3	15,61	69	1070	5920
4	27,7	119	3300	9220
5	21,2	67	1410	10630
6	7,8	256	2000	12630
7	14,1	68	959	13589
8	11,3	252	2850	16439
9	8	363	2900	19339
10	11,9	147	1750	21089

### Conclusion

Pour notre agglomération on a fixé les choix suivants :

1. l'horizon de calcul sera 2040. Soit une population future de 21089habitants.
2. le système d'assainissement adopté pour la zone urbaine est le Système unitaire.
3. il a été déduit 10 sous bassins à la suite du découpage de la zone urbaine.

## CHAPITRE V : EVALUATION DES DEBITS

### Introduction

Un système d'évacuation est conçu pour assurer la collecte et l'évacuation des eaux de ruissellement et usées d'origine diverse. La détermination des dimensions des collecteurs nécessite une évaluation des débits, elle est primordiale car elle détermine la quantité d'eaux usées et pluviales conduites vers l'exutoire. Ces dernières varient d'une agglomération à une autre selon le régime adoptée et la situation géographique ainsi que topographique.

### V.1. Évaluation des débits d'eaux usées

#### V.1.1. Généralités

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.

#### V.1.2. Nature des eaux usées à évacuer

- Les eaux usées d'origine domestique,
- Les eaux des services publics,
- Eaux usées d'équipements,
- Les eaux claires parasites.

#### Remarque:

Dans notre cas le débit d'infiltration est estimé à **0,15 l/s/ha**.

#### V.1.3. Consommation en eau potable

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

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

Vu le développement qu'a connu la ville de Zeghaia 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 **180 l/j/ha**, (D'après : A.D.E de Mila).

#### V.1.4. Estimation des débits d'eaux usées

L'évaluation de la quantité d'eaux usées à évacuer journalièrement s'effectuera à partir de la consommation d'eau par habitant.

L'évacuation quantitative des rejets est fonction du type de l'agglomération ainsi que le mode d'occupation du sol. Plus l'agglomération est urbanisée, plus la proportion d'eau rejetée est élevée.

#### V.1.4.1. 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 180 l/j hab, et nous considérons que les 80% de l'eau consommée sont rejetée comme eaux usées dans le réseau d'évacuation.

#### V.1.4.2. Évaluation du débit moyen journalier

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

$$Q_{\text{moy,j}} = (K_r \cdot D \cdot N) / 86400 \quad (\text{l/s})$$

Avec :

$Q_{\text{moy,j}}$ : débit moyen rejeté quotidiennement en (l/s).

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

$D$  : dotation journalière prise égale à 180 l/j hab.

$N$  : nombre d'habitants à l'horizon étudié (hab).

#### V.1.4.3. 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 :

$$Q_{\text{pte}} = K_p \cdot Q_{\text{moy,j}}(V-2)$$

Avec :

$Q_{\text{pte}}$  : débit de pointe ;

$Q_{\text{moy,j}}$  : débit moyen journalier ;

$K_p$  : coefficient de pointe ;

Ce coefficient de pointe peut être :

##### a) Estimé de façon moyenne

$$K_p = 24/14 ;$$

$$K_p = 24/10 ;$$

##### b) Relié à la position de la conduite dans le réseau

$$K_p = 3 \quad \text{en tête du réseau ;}$$

$$K_p = 2 \quad \text{à proximité de l'exutoire ;}$$

## c) Calculé à partir du débit moyen journalier

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

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

**Remarque**

Pour notre étude, le coefficient de pointe  $k_p$  est calculé à partir du débit moyen journalier, selon la relation du paragraphe ci-dessous (V.1.4.3.c).

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 d'eaux usées des équipements

No du sous bassin	institution	Unité de mesure	Nbre d'unité	Dotation (L/j/unité)	Q usé (l/s)	Q équipement (l/s)
S1	Ecole primaire	Elève	480	30	0,14	0,16
	Parc privé	Employeurs	35	15	0,01	
	Locaux commerciaux	personnes	25	25	0,01	
S2	Ecole primaire	Elève	600	30	0,21	0,21
S3	/	/	/	/	/	/
S4	Mosquée	Fidèle	600	20	0,14	0,14
S5	Lycée	Elève	900	20	0,17	2,79
	Mosquée	Fidèle	423	50	0,24	
	Ecole primaire	Elève	173	30	0,06	
	Stade	m <sup>2</sup>	5000	50	2,32	
S6	C.E.M	Elève	743	30	0,26	0,47
	Bain	Personnes	120	20	0,21	
S7	/	/	/	/	/	/
S8	C.E.M	Elève	800	30	0,23	0,25
	Salle de soins	Lit	50	30	0,02	
S9	polyclinique	malade	173	30	0,06	0,4
	Ecole primaire	élève	600	30	0,21	
	maison de jeune	jeune	500	30	0,14	
S10	Gendarmerie	Agent	200	180	0,33	0,48
	A P C	employeurs	200	30	0,06	
	Stade	joueur	500	20	0,09	
					<b>Total</b>	<b>4,75</b>

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	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	2250	180	0,8	0,16	3,75	2,80	10,50	0,1	20,27	2,027	12,69
2	4600	180	0,8	0,17	7,67	2,40	18,40	0,1	18,1	1,81	20,38
3	1070	180	0,8	0	1,78	3,00	5,35	0,1	15,65	1,57	6,92
4	3300	180	0,8	0,14	5,50	2,56	14,08	0,1	27,7	2,77	16,99
5	1410	180	0,8	2,79	2,35	3,00	7,05	0,1	21,1	2,11	11,95
6	2000	180	0,8	0,33	3,33	2,87	9,57	0,1	7,8	0,78	10,68
7	959	180	0,8	0	1,60	3,00	4,80	0,1	14,1	1,41	6,21
8	2850	180	0,8	0,25	4,75	2,65	12,59	0,1	11,3	1,13	13,97
9	900	180	0,8	0,31	1,50	3,00	4,50	0,1	8	0,8	5,61
10	1750	180	0,8	0,48	2,92	3,00	8,75	0,1	11,9	1,19	10,42

## V.2. Évaluation du débit d'eau pluviale

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

- La méthode superficielle.
- La méthode rationnelle.

### V.2.1 Méthode superficielle

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 :

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

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).

Cr : Coefficient de ruissellement.

A : Surface du sous bassin considéré. (ha).

### V.2.2. Méthode rationnelle

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

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

$$Q = r \cdot Cr \cdot i \cdot A \quad (l/s)$$

Avec:

Q : débit d'eau de ruissellement (l/ s).

A : surface de l'aire d'influence (ha).

Cr : coefficient de ruissellement.

i : intensité de précipitation (l/s/ha).

$\Gamma$  : 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 sous bassin.

### V.2.2.1. Hypothèses de la méthode rationnelle

Les hypothèses de base sont, par conséquent, 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 ;
- 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.
- 

### V.2.2.2. Validité de la méthode Rationnelle

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

### V.2.2.3 Temps de concentration

Le temps de concentration relatif à un bassin versant est le temps le plus long que met l'eau qui ruisselle pour atteindre la décharge.

Pour évaluer le temps de concentration, on considère que le temps de concentration est issu de trois temps de concentrations différents :  $t_1$ ,  $t_2$  et  $t_3$  :

$t_1 = \frac{L}{60.v}$  : C'est le temps mis par l'eau pour s'écouler dans les conduites. (Min)

$t_2$  : Temps mis par l'eau pour atteindre le premier ouvrage d'engouffrement on l'estime compris entre 2 et 20 minutes.

$t_3 = \frac{L}{11\sqrt{I}}$  : Temps de ruissellement sur un parcours ne comportant pas de canalisation. (Min)

Où :

L : Longueur de la conduite (m).

v : Vitesse d'écoulement de l'eau dans la conduite. (m/s).

I : Pente moyenne du chemin parcouru par l'eau (m).

## V.3. Intensité moyenne maximale

L'intensité moyenne maximale est déjà abordée et déterminée dans le chapitre III (Etude hydrologique). Cette intensité est égale à une valeur :  **$i=50.24\text{mm/h}$** , soit un débit spécifique de :  **$q=140\text{ l/s/ha}$** .

#### V.4. Coefficient de correction ( ) (minuteur)

Pour tenir compte de la distribution spatiale de la pluie, il y a lieu d'appliquer un coefficient minuteur, il est déterminé d'après une loi de répartition de la pluie.

➔ Pour des bassins longs (rectangle étroit, largeur = 1/2 de la longueur), ce coefficient sera

égal à :

$$r = 1 - 0,006 \sqrt{\frac{d}{2}}$$

➔ Pour des bassins ramassés (carré ou cercle) :

$$r = 1 - 0,005 \sqrt{\frac{d}{2}}$$

Avec :

d: Distance du milieu du bassin à l'épicentre de l'orage.

Supposons que la répartition de la pluie dans chaque sous bassin est régulière et constante durant sa chute. Vu que la surface de l'agglomération est faible, les valeurs du coefficient s'approchent de l'unité, par conséquent sera pris égale à 1.

Les résultats de calcul des débits pluviaux et les débits totaux pour chaque surface élémentaires sont reportés respectivement dans les tableaux 03 et 04.

Tableau .V.3 : Calcul des débits pluviaux pour chaque sous bassin par la méthode rationnelle

Numéro du sous bassin	Ceq	Ai (ha)		i (l/s/ha)	Qpluvial (l/s)	Qpluvial (m³/s)	Qcumulé (m³/s)
1	0,5	20,27	1	140	1418,9	1,419	1,419
2	0,53	18,1	1	140	1343,02	1,343	1,343
3	0,66	15,65	1	140	1446,06	1,446	1,446
4	0,52	27,7	1	140	2016,56	2,017	2,017
5	0,6	21,2	1	140	1780,8	1,781	1,781
6	0,64	7,8	1	140	698,88	0,699	0,699
7	0,54	14,1	1	140	1065,96	1,066	1,066
8	0,7	11,3	1	140	1107,4	1,107	2,888
9	0,54	8	1	140	604,8	0,605	1,304
10	0,6	11,9	1	140	999,6	1,000	1,605

#### \* Signification des colonnes :

**Ceq** : Coefficient de ruissellement équivalent ;

**Ai** : Surface du sous bassin (ha) ;

**Aa** : Surface active (ha) ;

**I** : Intensité de précipitation (l / s / ha) ;

: Coefficient réducteur d'intensité ;

**Qpluvial** : Débit pluvial partiel de chaque sous bassin (l/s), (m³/s);

**Qtotal** : Débit pluvial total de chaque sous bassin (l/s), (m³/s).

Tableau.V.4 : Calcul du débit total pour chaque sous bassin

Numéro du sous bassin	Ai (ha)	Qusé (m <sup>3</sup> /s)	Q Pluvial (m <sup>3</sup> /s)	Q total (m <sup>3</sup> /s)
1	20,27	0,02027	0,2838	0,304
2	18,1	0,0181	0,2686	0,287
3	15,65	0,01565	0,5578	0,305
4	27,7	0,0277	0,4034	0,431
5	21,2	0,0212	1,781	1,802
6	7,8	0,0078	0,699	0,707
7	14,1	0,0141	1,066	1,0801
8	11,3	0,0113	2,888	2,8993
9	8	0,008	1,304	1,312
10	11,9	0,0119	1,605	1,6269

**\* Signification des colonnes :**

**Ai** : Surface du sous bassin (ha) ;

**Q<sub>pluvial</sub>** : Débit pluvial partiel de chaque sous bassin (l/s), (m<sup>3</sup>/s);

**Q<sub>total</sub>** : Débit total de chaque sous bassin (m<sup>3</sup>/s);

**Q<sub>usée</sub>** : Débit d'eau usée domestique (l/s).

**Conclusion**

Dans ce chapitre nous avons évalué les différents débits à évacuer hors de l'agglomération.

La comparaison des résultats nous a permis de constater que le débit de temps sec est négligeable par rapport au débit d'eau pluviale.

Aussi, on signale que la zone d'étude Zeghaia ne comporte pas d'unités industrielles, d'où les eaux usées sont d'origine domestique seulement.

## CHAPITRE VI : CALCUL HYDRAULIQUE

### Introduction

Dans le cadre de l'assainissement, le dimensionnement du réseau d'assainissement du type unitaire doit dans la mesure du possible permettre l'entraînement des sables par les débits pluviaux pour empêcher leur décantation et éviter les dépôts, sans provoquer l'érosion de la paroi de la conduite.

Lorsqu'il s'agit de réseau d'évacuation des eaux pluviales et des eaux usées dans une même conduite, les conditions d'auto curage doivent être satisfaites. Il faut assurer une vitesse minimale de 0.6 m/s pour le (1/10) du débit de pleine section, et une vitesse de 0.3 m/s pour le (1/100) de ce même débit avec un diamètre minimal de 300 mm.

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

A l'opposé des considérations relatives à l'auto curage, le souci de prévenir la dégradation des joints sur les canalisations circulaires et leur revêtement intérieur, nous conduisons à poser des limites supérieures aux pentes admissibles.

Donc, il est déconseillé de dépasser des vitesses de l'ordre de 5 m/s à pleine section.

### VI.1 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.
- L'écoulement dans les collecteurs est un écoulement à surface libre régi par la formule de la continuité :

$$Q = V.S$$

Avec :

Q : Débit ( $m^3/s$ ).

S : Section mouillée ( $m^2$ ).

$V$  : Vitesse d'écoulement (m/s).

Cette vitesse se calcule par différentes expressions

La vitesse moyenne est déterminée par l'expression suivante (formule de Manning) :

$$V = K_s \cdot R^{\frac{2}{3}} \cdot \sqrt{I_m}$$

Où :

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

$R$  (m) : Rayon hydraulique.

$K_s$  : Coefficient de rugosité dépend de la nature des parois, les coefficients  $K$  sont présentés en annexe (III).

A partir de l'équation (VI.1) et (VI.2) le diamètre est calculé comme suit :

$$D_{cal} = \left[ \frac{3,2 * Q_t}{K_s * \sqrt{I}} \right]^{3/8}$$

Où :

$$Q_t = Q_{eu} + Q_{pl},$$

Avec :

$Q_{eu}$  (m<sup>3</sup>/s) : Débit d'eau usée.

$Q_{pl}$  (m<sup>3</sup>/s) : Débit d'eau pluviale.

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

$$Q_{ps} = V_{ps} * \frac{f * (D_{nor})^2}{4}$$

Avec :

$D_{nor}$  (mm) : Diamètre normalisé de la conduite.

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

La vitesse en pleine section est calculée à partir de la relation (VI.2), avec le rayon hydraulique :

$$R = \frac{D_{nor}}{4}$$

$$V_{PS} = K_s \cdot (D_{nor}/4)^{\frac{2}{3}} \cdot \sqrt{I_m}$$

La vitesse moyenne et la hauteur de remplissage dans la conduite sont calculées à partir des relations suivantes :

- Rapport des débits :  $R_Q = \frac{Q_t}{Q_{PS}}$

- Rapport des vitesses :  $R_v = \frac{V}{V_{PS}}$

- Rapport des hauteurs :  $R_h = \frac{h}{D_{nor}}$

Avec :

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

Les valeurs de  $R_v$  et  $R_h$  sont données en fonction  $R_q$  (abaque sous forme de tableau) en annexe (IV).

Pour le calcul hydraulique, on a utilisé un programme de calcul sous Excel établi par Laib, T. 2010. Le programme de calcul est basé sur les relations précédentes, dont l'organigramme est le suivant :

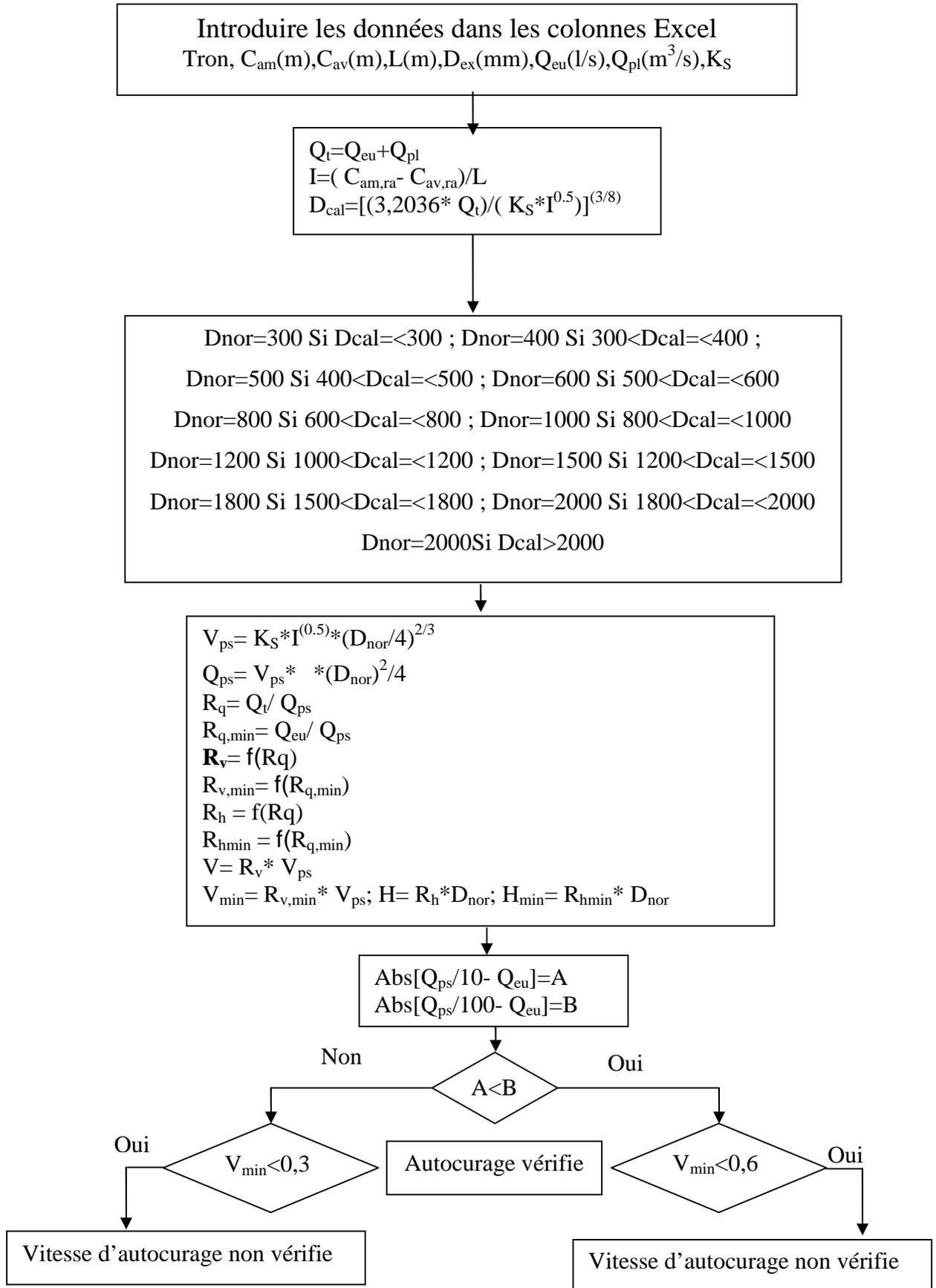


Figure. VI.1. Organigramme du programme

## **VI.2. Présentation de la variante du schéma directeur**

Le tracé du réseau d'assainissement devra finalement comprendre un schéma à long terme sans oublier la réservation du terrain à l'implantation des ouvrages.

Pour tracer le réseau il faut suivre le chemin des oueds qui existent et qui permettent de décharger le réseau tout en déversant les eaux pluviales. Il est préférable d'envisager plusieurs variantes et de choisir la plus avantageuse en tenant compte de plusieurs facteurs (géologie, topographie, économique).

Après que le diagnostic est fait, notre variante consiste à refaire le réseau complètement et utiliser le canal du crue dans l'évacuation des eaux usées.

### **VI.2.1. Dimensionnement du réseau d'assainissement de la variante proposée**

Les calculs hydrauliques se présentent dans les tableaux qui suivent, donnant les caractéristiques des collecteurs principaux, par contre ceux des collecteurs secondaires se trouvent en annexe (II).

Tableau.VI.1 : Collecteur Principal CI

Tron	CT,am (m)	CT,av (m)	CR,am (m)	CR,av (m)	Dist (m)	I (m/m)	Qpl (m3/s)	Qeu (m3/s)	Qt (m3/s)	Ks	Dcal (mm)	Dnor (mm)	Vps (m/s)	Qps (m3/s)	Rq	Rqmin	Rv	Rvmin	Rh( m)	Rhmin	V (m/s)	Vmin (m/s)	H (m)	Hmin (m)
R08-R09	453,17	450,26	449,7	448,8	24,66	0,037	0,01	5E-04	0,011	100	92,52	200	3,42	0,241	0,044	0,002	0,508	0,206	0,140	0,033	1,736	0,705	0,042	0,010
R09-R10	450,26	447,650	446,8	446,2	25,71	0,024	0,021	0,001	0,022	100	132,89	200	2,74	0,193	0,114	0,006	0,655	0,249	0,229	0,054	1,792	0,681	0,069	0,016
R010-R11	447,65	445,120	445,2	441,7	35,14	0,043	0,03	0,002	0,032	100	136,24	200	3,67	0,260	0,122	0,007	0,666	0,258	0,237	0,058	2,447	0,948	0,071	0,018
R11-R12	445,12	441,640	442	440,1	35,33	0,043	0,041	0,002	0,043	100	153,01	200	3,67	0,260	0,166	0,008	0,730	0,278	0,275	0,067	2,683	1,023	0,083	0,020
R12-R13	441,64	438,090	438,1	436,6	35,07	0,044	0,051	0,003	0,054	100	165,52	200	3,74	0,264	0,205	0,012	0,785	0,314	0,305	0,079	2,934	1,175	0,092	0,024
R13-R14	438,09	434,760	434,6	433,3	35,13	0,038	0,062	0,004	0,066	100	183,42	200	3,46	0,245	0,270	0,016	0,855	0,351	0,352	0,091	2,961	1,216	0,106	0,027
R14-R15	434,76	430,840	431,3	429,3	39,01	0,049	0,073	0,005	0,078	100	185,51	200	3,94	0,279	0,278	0,016	0,862	0,350	0,358	0,090	3,401	1,379	0,107	0,027
R15-R16	430,84	429,570	428,8	428,1	21,64	0,036	0,081	0,005	0,086	100	205,04	300	3,36	0,237	0,363	0,022	0,916	0,391	0,417	0,102	3,075	1,312	0,125	0,031
R16-R17	429,57	426,200	426,1	424,7	34,94	0,039	0,092	0,006	0,098	100	211,55	300	3,52	0,249	0,395	0,025	0,934	0,414	0,437	0,109	3,290	1,459	0,131	0,033
R17-R18	426,2	422,930	422,7	421,4	35,06	0,036	0,1	0,007	0,107	100	221,60	300	3,38	0,239	0,447	0,028	0,966	0,436	0,469	0,116	3,270	1,475	0,141	0,035
R18-R19	422,93	420,060	419,4	418,6	34,94	0,025	0,111	0,007	0,118	100	247,00	300	2,81	0,198	0,597	0,037	1,047	0,480	0,552	0,130	2,939	1,347	0,166	0,039
R19-R20	420,06	418,86	417,5	415,2	24	0,035	0,121	0,009	0,13	100	239,72	300	3,33	0,235	0,551	0,036	1,028	0,477	0,527	0,129	3,422	1,586	0,158	0,039
R20-R21	418,86	416,48	414,2	413	45,93	0,040	0,131	0,009	0,14	100	240,79	300	3,56	0,251	0,558	0,036	1,032	0,477	0,530	0,129	3,669	1,697	0,159	0,039
R21-R22	416,48	414,33	411,5	410,2	35,08	0,033	0,142	0,01	0,152	100	257,36	300	3,22	0,228	0,666	0,042	1,067	0,503	0,592	0,138	3,436	1,620	0,178	0,041
R22-R23	414,33	411,74	410,2	409	35,1	0,037	0,152	0,01	0,162	100	258,28	300	3,41	0,241	0,672	0,041	1,068	0,500	0,596	0,137	3,645	1,707	0,179	0,041
R23-R24	411,74	410,49	409	407,9	30,09	0,042	0,162	0,012	0,174	100	259,38	300	3,62	0,256	0,680	0,047	1,070	0,521	0,601	0,145	3,878	1,887	0,180	0,044
R24-R25	410,49	409,38	407,9	406,5	26,37	0,042	0,172	0,013	0,185	100	264,70	300	3,65	0,258	0,718	0,050	1,081	0,533	0,624	0,151	3,946	1,944	0,187	0,045
R25-R26	409,38	408,02	406,5	404,9	32,7	0,042	0,182	0,014	0,196	100	270,84	300	3,63	0,256	0,763	0,053	1,098	0,540	0,653	0,154	3,982	1,958	0,196	0,046
R26-R27	408,02	406,35	404,4	403,1	34,7	0,048	0,193	0,014	0,207	100	269,13	300	3,90	0,276	0,750	0,050	1,093	0,530	0,645	0,149	4,262	2,069	0,194	0,045
R27-R28	406,35	404,51	402,6	401,2	34,78	0,036	0,202	0,014	0,216	100	289,29	300	3,36	0,237	0,909	0,059	1,139	0,556	0,743	0,162	3,828	1,870	0,223	0,049
R28-R29	404,51	402,55	400,7	399,6	34,97	0,042	0,212	0,04	0,252	100	297,76	300	3,63	0,257	0,982	0,156	1,141	0,715	0,793	0,267	4,143	2,596	0,238	0,080
R29-R30	402,55	401,08	397,6	397	24,9	0,043	0,222	0,014	0,236	100	288,90	300	3,69	0,261	0,906	0,054	1,139	0,544	0,741	0,156	4,200	2,006	0,222	0,047
R30-R31	401,08	398,52	395,5	394	34,86	0,040	0,233	0,015	0,248	100	298,12	300	3,56	0,251	0,985	0,058	1,141	0,555	0,795	0,161	4,059	1,975	0,239	0,048
R31-R32	398,52	395,78	394	393,3	34,77	0,043	0,244	0,015	0,259	100	299,76	300	3,67	0,259	1,000	0,059	1,143	0,558	0,809	0,163	4,196	2,047	0,243	0,049
R32-R33	395,78	394,97	393,3	392,5	32,89	0,023	0,253	0,016	0,269	100	340,73	400	3,27	0,411	0,653	0,038	1,064	0,486	0,585	0,132	3,483	1,592	0,234	0,053
R33-R34	394,97	394,14	392,5	391,6	33,43	0,024	0,263	0,016	0,279	100	342,71	400	3,35	0,421	0,663	0,039	1,066	0,488	0,591	0,133	3,574	1,637	0,236	0,053
R34-R35	394,14	393,29	391,6	390,8	30,53	0,027	0,274	0,017	0,291	100	340,35	400	3,55	0,446	0,651	0,037	1,063	0,483	0,583	0,131	3,778	1,715	0,233	0,052

Tableau.VI.1 Collecteur Principal CI (suite)

Tron	CT,am (m)	CT,av (m)	CR,am (m)	CR,av (m)	Dist (m)	I (m/m)	Qpl (m3/s)	Qeu (m3/s)	Qt (m3/s)	Ks	Dcal (mm)	Dnor (mm)	Vps (m/s)	Qps (m3/s)	Rq	Rqmin	Rv	Rvmin	Rh( m)	Rhmin	V (m/s)	Vmin (m/s)	H (m)	Hmin (m)
R35-R36	393,29	391,86	390,8	390,1	27,13	0,027	0,284	0,018	0,301	100	345,67	400	3,53	0,444	0,679	0,039	1,070	0,492	0,600	0,134	3,782	1,737	0,240	0,054
R36-R37	252,1	250	250,3	248,5	26,5	0,030	0,284	0,018	0,302	100	339,01	400	3,73	0,469	0,645	0,038	1,061	0,487	0,579	0,132	3,961	1,818	0,232	0,053
R34-R35	394,14	393,29	391,6	390,8	30,53	0,027	0,274	0,017	0,291	100	340,35	400	3,55	0,446	0,651	0,037	1,063	0,483	0,583	0,131	3,778	1,715	0,233	0,052
R35-R36	393,29	391,86	390,8	390,1	27,13	0,027	0,284	0,018	0,301	100	345,67	400	3,53	0,444	0,679	0,039	1,070	0,492	0,600	0,134	3,782	1,737	0,240	0,054
R36-R37	252,1	250	250,3	248,5	26,5	0,030	0,284	0,018	0,302	100	339,01	400	3,73	0,469	0,645	0,038	1,061	0,487	0,579	0,132	3,961	1,818	0,232	0,053

Tableau.VI.2 : Collecteur Principal CII

Tron	CT,am (m)	CT,av (m)	CR,am (m)	CR,av (m)	Dist (m)	I (m/m)	Qpl (m3/s)	Qeu (m3/s)	Qt (m3/s)	Ks	Dcal (mm)	Dnor (mm)	Vps (m/s)	Qps (m3/s)	Rq	Rqmin	Rv	Rvmin	Rh( m)	Rhmin	V (m/s)	Vmin (m/s)	H (m)	Hmin (m)
R60-R61	456,2	453,2	453,2	451,7	35,14	0,042	0,021	0,002	0,023	100	121,1	200	3,649	0,258	0,089	0,008	0,618	0,271	0,201	0,064	2,254	0,989	0,06	0,019
R61-R62	453,2	449,8	449,7	448,3	37,38	0,038	0,054	0,004	0,058	100	174,7	200	3,467	0,245	0,237	0,016	0,823	0,351	0,328	0,091	2,853	1,217	0,098	0,027
R62-R63	449,8	446,7	446,3	445,2	25,84	0,04	0,081	0,006	0,087	100	200,9	200	3,566	0,252	0,344	0,022	0,905	0,396	0,404	0,104	3,228	1,412	0,121	0,031
R63-R64	446,7	443,3	442,7	441,8	27,3	0,033	0,107	0,008	0,115	100	232,2	300	3,211	0,227	0,506	0,034	1,004	0,468	0,502	0,126	3,224	1,503	0,151	0,038
R64-R65	443,3	439	439	437,5	33,95	0,045	0,134	0,01	0,144	100	238,4	300	3,764	0,266	0,543	0,038	1,024	0,483	0,522	0,131	3,856	1,82	0,157	0,039
R65-R66	439	435,9	435,5	434,4	28,66	0,041	0,161	0,012	0,173	100	259,7	300	3,592	0,254	0,682	0,047	1,071	0,522	0,602	0,146	3,847	1,876	0,181	0,044
R66-R67	435,9	432,7	435,5	431,2	28,66	0,042	0,188	0,014	0,202	100	273,8	300	3,64	0,257	0,785	0,054	1,107	0,545	0,668	0,156	4,029	1,984	0,2	0,047
R67-R68	432,7	429,2	429,2	427,7	31,44	0,046	0,215	0,016	0,231	100	283,6	300	3,794	0,268	0,862	0,06	1,133	0,56	0,715	0,164	4,298	2,126	0,215	0,049
R68-R69	429,2	426,4	425,7	424,9	27,05	0,029	0,242	0,018	0,26	100	323	400	3,656	0,459	0,566	0,039	1,036	0,492	0,535	0,134	3,786	1,797	0,214	0,054
R69-R70	426,4	423,6	422,9	422,1	29,01	0,04	0,269	0,019	0,288	100	315,5	400	4,309	0,541	0,532	0,036	1,019	0,475	0,516	0,128	4,39	2,048	0,207	0,051
R70-R71	423,6	420,2	420,1	418,7	36,07	0,039	0,293	0,021	0,313	100	327,1	400	4,26	0,535	0,586	0,039	1,043	0,488	0,546	0,133	4,445	2,08	0,218	0,053
R71-R72	420,2	418,1	417,7	416,6	31,31	0,037	0,317	0,022	0,339	100	340,8	400	4,127	0,518	0,654	0,042	1,064	0,504	0,585	0,139	4,39	2,08	0,234	0,055
R72-R73	418,1	415,8	415,6	414,3	35,08	0,04	0,341	0,023	0,364	100	344,5	400	4,309	0,541	0,673	0,043	1,069	0,506	0,596	0,14	4,605	2,182	0,239	0,056
R73-R74	415,8	414	413,3	412,5	27,18	0,04	0,365	0,025	0,39	100	353,4	400	4,309	0,541	0,72	0,045	1,082	0,516	0,626	0,143	4,663	2,222	0,25	0,057
R74-R75	414	411,4	411,5	409,9	35,53	0,046	0,389	0,026	0,415	100	352,6	400	4,616	0,58	0,716	0,045	1,081	0,513	0,623	0,142	4,989	2,366	0,249	0,057
R75-R76	411,4	409,8	408,9	408,3	30	0,04	0,413	0,027	0,44	100	370	400	4,309	0,541	0,814	0,05	1,118	0,532	0,686	0,15	4,817	2,293	0,274	0,06
R76-R77	409,8	409	408,3	407,5	27,23	0,03	0,437	0,029	0,466	100	398,8	400	3,732	0,469	0,994	0,061	1,142	0,562	0,803	0,165	4,262	2,098	0,321	0,066
R77-R78	409	408,1	407,5	406,6	24,06	0,041	0,461	0,03	0,491	100	383,5	400	4,368	0,549	0,895	0,054	1,138	0,545	0,735	0,156	4,971	2,379	0,294	0,062

Tableau.VI.2 Collecteur Principal CII (suite)

Tron	CT,am (m)	CT,av (m)	CR,am (m)	CR,av (m)	Dist (m)	I (m/m)	Qpl (m3/s)	Qeu (m3/s)	Qt (m3/s)	Ks	Dcal (mm)	Dnor (mm)	Vps (m/s)	Qps (m3/s)	Rq	Rqmin	Rv	Rvmin	Rh( m)	Rhmin	V (m/s)	Vmin (m/s)	H (m)	Hmin (m)
R78-R79	408,1	404,7	404,6	403,2	33,63	0,039	0,486	0,031	0,517	100	394,7	400	4,255	0,534	0,967	0,058	1,14	0,555	0,781	0,162	4,849	2,363	0,312	0,065
R79-R80	404,7	402,9	402,2	401,4	20,81	0,043	0,51	0,032	0,542	100	394,9	400	4,457	0,56	0,968	0,058	1,14	0,555	0,782	0,161	5,08	2,472	0,313	0,064
R80-R81	402,9	400,7	402,2	399,2	22,88	0,045	0,534	0,034	0,567	100	398	400	4,57	0,574	0,988	0,059	1,141	0,557	0,798	0,162	5,217	2,545	0,319	0,065

Tableau.VI.3 : Collecteur Principal CIII

Tron	CT,am (m)	CT,av (m)	CR,am (m)	CR,av (m)	Dist (m)	I (m/m)	Qpl (m3/s)	Qeu (m3/s)	Qt (m3/s)	Ks	Dcal (mm)	Dnor (mm)	Vps (m/s)	Qps (m3/s)	Rq	Rqmin	Rv	Rvmin	Rh( m)	Rhmin	V (m/s)	Vmin (m/s)	H (m)	Hmin (m)
R152-R152	475,9	472,5	471,9	471	20,44	0,046	0,022	0,001	0,023	100	119,4	200	3,794	0,268	0,086	0,004	0,612	0,226	0,197	0,044	2,322	0,858	0,059	0,013
R152-R153	472,5	467,8	467,8	466,3	28,63	0,053	0,043	0,002	0,045	100	149,3	200	4,098	0,29	0,156	0,007	0,715	0,266	0,267	0,061	2,928	1,089	0,08	0,018
R153-R154	467,8	464,2	463,6	462,7	21,92	0,042	0,067	0,003	0,07	100	184,5	200	3,623	0,256	0,274	0,013	0,859	0,318	0,355	0,08	3,112	1,151	0,107	0,024
R154-R155	464,2	460,1	459,7	458,6	25,23	0,044	0,089	0,004	0,093	100	203,4	300	3,714	0,262	0,356	0,016	0,912	0,352	0,412	0,091	3,387	1,306	0,124	0,027
R155-R156	460,1	455	454,9	453,5	29,51	0,047	0,112	0,005	0,117	100	218,5	300	3,86	0,273	0,43	0,019	0,956	0,376	0,459	0,098	3,689	1,45	0,138	0,029
R156-R157	455	451	450,5	449,4	24,95	0,041	0,134	0,006	0,14	100	240	300	3,597	0,254	0,553	0,025	1,029	0,416	0,527	0,11	3,702	1,496	0,158	0,033
R157-R158	451	446,6	446,2	445,2	26,45	0,04	0,157	0,008	0,165	100	255,7	300	3,561	0,252	0,655	0,031	1,064	0,448	0,585	0,119	3,789	1,597	0,176	0,036
R158-R159	446,6	440,3	441,4	439	39,11	0,05	0,178	0,009	0,187	100	257,1	300	3,977	0,281	0,664	0,03	1,066	0,446	0,591	0,119	4,241	1,775	0,177	0,036
R159-R160	440,3	436,2	436,2	434,9	31,25	0,041	0,202	0,01	0,211	100	279,7	300	3,601	0,254	0,831	0,038	1,124	0,486	0,696	0,132	4,048	1,75	0,209	0,04
R160-R161	436,2	432,2	432,1	430,9	30,88	0,039	0,224	0,01	0,234	100	294,1	300	3,49	0,247	0,95	0,041	1,139	0,5	0,769	0,137	3,976	1,744	0,231	0,041
R161-R162	432,2	428	428,1	426,7	32,03	0,043	0,246	0,012	0,258	100	298,9	300	3,679	0,26	0,993	0,046	1,142	0,518	0,802	0,144	4,202	1,906	0,241	0,043
R162-R163	428	423,8	423,9	422,5	32,17	0,044	0,269	0,013	0,282	100	308,1	400	4,493	0,564	0,499	0,023	1	0,399	0,498	0,105	4,493	1,794	0,199	0,042
R163-R164	423,8	420	419,7	418,7	31,87	0,03	0,291	0,014	0,305	100	339,6	400	3,744	0,47	0,648	0,029	1,062	0,438	0,581	0,116	3,977	1,638	0,232	0,046
R164-R165	420	417,2	416,7	415,9	32,62	0,024	0,314	0,015	0,329	100	364,4	400	3,352	0,421	0,782	0,036	1,105	0,474	0,665	0,128	3,704	1,59	0,266	0,051
R165-R166	417,2	414	413,9	412,7	28,87	0,041	0,336	0,016	0,352	100	338,8	400	4,357	0,547	0,643	0,029	1,061	0,442	0,579	0,117	4,623	1,924	0,231	0,047
R166-R167	414	411,4	410,7	410,1	24,1	0,026	0,359	0,017	0,376	100	378,8	400	3,454	0,434	0,867	0,039	1,134	0,491	0,718	0,134	3,917	1,694	0,287	0,053
R167-R168	411,4	408,9	408,1	407,6	23,11	0,029	0,381	0,018	0,399	100	378,7	400	3,669	0,461	0,866	0,039	1,134	0,49	0,717	0,133	4,16	1,798	0,287	0,053
R168-R169	408,9	406,8	406,1	405,5	20,04	0,032	0,403	0,019	0,423	100	379	400	3,878	0,487	0,868	0,039	1,134	0,492	0,718	0,134	4,399	1,906	0,287	0,054
R169-R170	406,8	404,7	404	403,4	18,76	0,03	0,426	0,02	0,446	100	391,4	400	3,756	0,472	0,945	0,042	1,139	0,504	0,765	0,138	4,28	1,893	0,306	0,055
R170-R171	404,7	402,6	401,9	401,3	19,5	0,033	0,448	0,021	0,469	100	393,2	400	3,902	0,49	0,957	0,043	1,139	0,506	0,773	0,139	4,446	1,973	0,309	0,056

Tableau.VI.3 Collecteur Principal CIII (suite)

Tron	CT,am (m)	CT,av (m)	CR,am (m)	CR,av (m)	Dist (m)	I (m/m)	Qpl (m3/s)	Qeu (m3/s)	Qt (m3/s)	Ks	Dcal (mm)	Dnor (mm)	Vps (m/s)	Qps (m3/s)	Rq	Rqmin	Rv	Rvmin	Rh( m)	Rhmin	V (m/s)	Vmin (m/s)	H (m)	Hmin (m)
R171-R172	402,6	400,1	399,8	398,8	22,58	0,043	0,47	0,024	0,494	100	381,9	400	4,441	0,558	0,886	0,043	1,137	0,506	0,729	0,139	5,051	2,249	0,292	0,056
R172-R173	400,1	399,2	398,8	397,9	30,05	0,032	0,493	0,025	0,518	100	410	500	4,472	0,878	0,59	0,028	1,045	0,436	0,548	0,116	4,673	1,951	0,274	0,058
R173-R174	399,2	398,2	397,9	396,9	30,08	0,033	0,516	0,026	0,542	100	414,7	500	4,535	0,89	0,609	0,029	1,051	0,438	0,558	0,116	4,767	1,986	0,279	0,058
R174-R175	398,2	397,2	396,9	395,9	30,09	0,033	0,531	0,027	0,558	100	420	500	4,514	0,886	0,629	0,03	1,057	0,445	0,57	0,118	4,773	2,009	0,285	0,059
R175-R176	397,2	396,4	395,9	395,1	29,89	0,025	0,56	0,029	0,589	100	451,3	500	3,937	0,773	0,762	0,037	1,097	0,483	0,653	0,131	4,32	1,9	0,326	0,065
R176-R177	396,4	395,9	395,1	394,6	27,45	0,022	0,583	0,03	0,613	100	470,5	500	3,666	0,719	0,852	0,041	1,131	0,5	0,709	0,137	4,144	1,833	0,354	0,069
R177-R178	395,9	395,7	394,6	394	26,8	0,022	0,605	0,031	0,636	100	473,4	500	3,742	0,734	0,866	0,042	1,134	0,503	0,717	0,138	4,243	1,881	0,359	0,069

Tableau.VI.4 : Collecteur Principal CIV

Tron	CT,am (m)	CT,av (m)	CR,am (m)	CR,av (m)	Dist (m)	I (m/m)	Qpl (m3/s)	Qeu (m3/s)	Qt (m3/s)	Ks	Dcal (mm)	Dnor (mm)	Vps (m/s)	Qps (m3/s)	Rq	Rqmin	Rv	Rvmin	Rh( m)	Rhmin	V (m/s)	Vmin (m/s)	H (m)	Hmin (m)
R225-R226	430,6	428,7	428,1	427,2	32,11	0,028	0,095	7E-04	0,096	75	249,1	300	2,22	0,157	0,61	0,01	1,052	0,24	0,56	0,05	2,335	0,528	0,168	0,015
R226-R227	428,7	426,8	426,2	425,3	32,3	0,029	0,19	0,002	0,192	75	321,4	400	2,73	0,34	0,56	0,01	1,032	0,23	0,53	0,05	2,816	0,638	0,212	0,019
R227-R228	426,8	423,7	423,3	422,2	35,85	0,03	0,285	0,002	0,287	75	370,4	400	2,8	0,35	0,82	0,01	1,119	0,26	0,69	0,06	3,136	0,723	0,275	0,023
R228-R229	423,7	420,6	419,7	419,1	20,02	0,031	0,38	0,003	0,383	75	410,3	500	3,3	0,65	0,59	0,01	1,045	0,24	0,55	0,05	3,451	0,787	0,274	0,025
R229-R230	420,6	417,1	416,6	415,6	23,28	0,031	0,475	0,004	0,479	75	446,1	500	3,3	0,65	0,74	0,01	1,089	0,25	0,64	0,06	3,594	0,827	0,319	0,028
R230-R231	417,1	414,8	413,6	413,3	22,23	0,016	0,57	0,005	0,575	75	541,9	600	2,66	0,75	0,76	0,01	1,098	0,25	0,65	0,06	2,922	0,67	0,392	0,033
R231-R232	414,8	411,6	410,8	410,1	20,76	0,03	0,665	0,005	0,67	75	509,1	600	3,67	1,04	0,65	0,01	1,062	0,24	0,58	0,05	3,894	0,884	0,348	0,03
R232-R233	411,6	410,6	410,1	409,3	18,59	0,03	0,76	0,006	0,766	75	535,3	600	3,67	1,04	0,74	0,01	1,089	0,25	0,64	0,05	3,993	0,916	0,383	0,033
R233-R234	410,6	408,5	407,8	407,2	29,09	0,019	0,855	0,007	0,862	75	609,5	700	3,23	1,24	0,69	0,01	1,074	0,25	0,61	0,05	3,474	0,796	0,426	0,037
R234-R235	408,5	406,7	406,2	405,2	26,4	0,02	0,95	0,008	0,958	75	628	700	3,32	1,28	0,75	0,01	1,093	0,25	0,65	0,06	3,626	0,832	0,452	0,039
R235-R236	406,7	404,5	403,7	403	25,71	0,02	1,045	0,008	1,053	75	650,8	700	3,32	1,28	0,83	0,01	1,122	0,26	0,69	0,06	3,724	0,852	0,485	0,04
R236-R237	404,5	402	401,5	400,5	39,81	0,021	1,14	0,009	1,149	75	666,3	700	3,4	1,31	0,88	0,01	1,136	0,26	0,72	0,06	3,863	0,887	0,507	0,042
R237-R238	402	399	399	397,5	45,23	0,022	1,236	0,01	1,245	75	680,7	700	3,48	1,34	0,93	0,01	1,139	0,26	0,76	0,06	3,966	0,921	0,529	0,043
R238-R239	399	397,3	396,5	395,8	23,19	0,02	1,311	0,01	1,321	75	708,6	800	3,63	1,82	0,73	0,01	1,084	0,25	0,63	0,05	3,932	0,902	0,503	0,043
R239-R240	397,3	396	394,8	394,5	22,75	0,017	1,33	0,011	1,341	75	737	800	3,31	1,67	0,81	0,01	1,115	0,26	0,68	0,06	3,695	0,857	0,544	0,047
R240-R241	396	394,2	393,5	392,7	31,11	0,018	1,46	0,013	1,473	75	752,7	800	3,44	1,73	0,85	0,01	1,13	0,27	0,71	0,06	3,89	0,913	0,567	0,049

Tableau.VI.4 Collecteur Principal CIV (suite)

Tron	CT,am (m)	CT,av (m)	CR,am (m)	CR,av (m)	Dist (m)	I (m/m)	Qpl (m3/s)	Qeu (m3/s)	Qt (m3/s)	Ks	Dcal (mm)	Dnor (mm)	Vps (m/s)	Qps (m3/s)	Rq	Rqmin	Rv	Rvmin	Rh( m)	Rhmin	V (m/s)	Vmin (m/s)	H (m)	Hmin (m)
R241-R242	394,2	393,4	392,7	391,9	31,07	0,017	1,538	0,013	1,551	75	775,8	800	3,34	1,68	0,92	0,01	1,139	0,27	0,75	0,06	3,81	0,906	0,601	0,051
R242-R243	393,4	390,5	390,1	389	32,99	0,019	1,61	0,013	1,623	75	772,9	800	3,54	1,78	0,91	0,01	1,139	0,27	0,75	0,06	4,028	0,948	0,597	0,05
R243-R244	390,5	388	386,6	386,2	16,16	0,016	1,689	0,014	1,703	75	812,6	1000	3,76	2,96	0,58	0,01	1,04	0,24	0,54	0,05	3,914	0,89	0,54	0,049
R244-R245	388	387,5	386,2	385,7	21,44	0,014	1,765	0,014	1,779	75	847	1000	3,52	2,76	0,64	0,01	1,061	0,24	0,58	0,05	3,737	0,852	0,579	0,051

Tableau.VI.5 : Collecteur Principal CV

Tron	CT,am (m)	CT,av (m)	CR,am (m)	CR,av (m)	Dist (m)	I (m/m)	Qpl (m3/s)	Qeu (m3/s)	Qt (m3/s)	Ks	Dcal (mm)	Dnor (mm)	Vps (m/s)	Qps (m3/s)	Rq	Rqmin	Rv	Rvmin	Rh( m)	Rhmin	V (m/s)	Vmin (m/s)	H (m)	Hmin (m)
R370-R371	388,6	387,6	387,1	386,1	29,35	0,033	0,105	0,001	0,106	75	251,1	300	2,41	0,17	0,62	0,01	1,056	0,26	0,57	0,06	2,546	0,635	0,17	0,018
R371-R372	387,6	386,8	386,1	385,3	27,73	0,029	0,209	0,003	0,212	75	333	400	2,74	0,34	0,61	0,01	1,053	0,27	0,56	0,06	2,887	0,737	0,225	0,025
R372-R373	386,8	385,6	384,8	384,1	30,55	0,025	0,314	0,004	0,318	75	399,7	400	2,53	0,32	1	0,01	1,143	0,31	0,81	0,08	2,891	0,783	0,324	0,031
R373-R374	385,6	384,1	383,1	382,6	15,04	0,031	0,419	0,005	0,424	75	427,2	500	3,28	0,64	0,66	0,01	1,065	0,27	0,59	0,06	3,493	0,889	0,294	0,032
R374-R375	384,1	383,7	382,6	382,2	25,28	0,015	0,524	0,006	0,53	75	531,1	600	2,59	0,73	0,72	0,01	1,083	0,28	0,63	0,07	2,809	0,725	0,377	0,04
R375-R376	383,7	382,3	381,2	380,8	25,32	0,015	0,629	0,008	0,637	75	565,9	600	2,63	0,74	0,86	0,01	1,132	0,29	0,71	0,07	2,974	0,775	0,427	0,044
R376-R377	382,3	381,1	379,8	379,6	23,13	0,015	0,724	0,009	0,733	75	599,5	600	2,59	0,73	1	0,01	1,143	0,31	0,81	0,08	2,964	0,812	0,485	0,047
R377-R378	381,1	379,6	378,6	378,1	23,25	0,021	0,838	0,01	0,848	75	594	600	3,08	0,87	0,98	0,01	1,14	0,31	0,79	0,08	3,507	0,949	0,472	0,046
R378-R379	379,6	378,4	378,1	376,9	30,16	0,025	0,942	0,011	0,953	75	601,2	700	3,71	1,43	0,67	0,01	1,067	0,27	0,59	0,06	3,96	1,009	0,415	0,045
R379-R380	378,4	377	375,9	375,5	23,4	0,017	1,048	0,013	1,061	75	675	700	3,03	1,17	0,91	0,01	1,139	0,3	0,74	0,07	3,454	0,912	0,52	0,052
R380-R381	377	376,6	375,5	375,1	20,52	0,019	1,152	0,014	1,166	75	686	700	3,19	1,23	0,95	0,01	1,139	0,31	0,77	0,08	3,636	0,974	0,538	0,053
R381-R382	376,6	374,6	374,1	373,1	29,91	0,017	1,257	0,015	1,272	75	720,1	800	3,34	1,68	0,76	0,01	1,095	0,28	0,65	0,07	3,663	0,937	0,52	0,054
R382-R383	374,6	372	371,1	370,3	24,47	0,016	1,362	0,016	1,378	75	750,7	800	3,24	1,63	0,85	0,01	1,129	0,29	0,71	0,07	3,662	0,951	0,564	0,058
R383-R384	372	371,3	370,3	369,6	24,42	0,015	1,467	0,017	1,484	75	781,2	800	3,14	1,58	0,94	0,01	1,139	0,3	0,76	0,07	3,579	0,947	0,61	0,06
R384-R385	371,3	370,5	369,6	368,7	32,01	0,014	1,571	0,019	1,59	75	812,1	1000	3,52	2,76	0,58	0,01	1,039	0,26	0,54	0,06	3,66	0,921	0,54	0,06
R385-R386	370,5	369,5	368,7	367,7	27,2	0,011	1,676	0,02	1,696	75	870,4	1000	3,12	2,45	0,69	0,01	1,074	0,28	0,61	0,07	3,352	0,859	0,608	0,065
R386-R387	369,5	369,2	367,7	367,4	16,61	0,013	1,782	0,021	1,803	75	863,2	1000	3,39	2,66	0,68	0,01	1,07	0,27	0,6	0,06	3,63	0,927	0,599	0,064

Tableau.VI.6 : Collecteur Principal CVI

Tron	CT,am (m)	CT,av (m)	CR,am (m)	CR,av (m)	Dist (m)	I (m/m)	Qpl (m3/s)	Qeu (m3/s)	Qt (m3/s)	Ks	Dcal (mm)	Dnor (mm)	Vps (m/s)	Qps (m3/s)	Rq	Rqmin	Rv	Rvmin	Rh (m)	Rhmin	V (m/s)	Vmin (m/s)	H (m)	Hmin (m)
R420-R421	377,8	374,6	374,3	373,1	30,2	0,04	0,263	0,001	0,264	75	340,8	400	3,22	0,404	0,654	0,003	1,064	0,22	0,585	0,04	3,425	0,709	0,234	0,02
R421-R422	374,6	371,5	371,1	370	29,62	0,039	0,525	0,003	0,528	75	443,5	500	3,693	0,725	0,728	0,004	1,085	0,224	0,631	0,043	4,007	0,829	0,315	0,02
R422-R391	371,5	371,4	370,7	369,9	25,37	0,03	0,788	0,004	0,792	75	541,9	600	3,667	1,036	0,764	0,003	1,098	0,223	0,654	0,042	4,027	0,818	0,392	0,03
R391-R392	371,4	369,4	368,4	367,9	24,53	0,02	1,05	0,005	1,055	75	648,9	700	3,351	1,289	0,819	0,004	1,12	0,232	0,689	0,046	3,753	0,776	0,482	0,03
R392-R393	369,4	367,3	366,4	365,8	23,84	0,028	1,313	0,007	1,32	75	664,5	700	3,933	1,513	0,872	0,004	1,135	0,234	0,721	0,047	4,465	0,919	0,505	0,03
R393-R394	367,3	365,2	364,3	363,7	23,05	0,04	1,575	0,008	1,583	75	665,8	700	4,693	1,805	0,877	0,004	1,136	0,234	0,724	0,047	4,331	1,097	0,507	0,03
R394-R395	365,2	363,2	362,2	361,7	23,03	0,023	1,834	0,009	1,843	75	779,5	800	3,924	1,971	0,935	0,005	1,139	0,236	0,759	0,049	4,47	0,928	0,607	0,04
R395-R396	363,2	360	360,2	358,5	47,9	0,03	2,1	0,011	2,111	75	782,8	800	4,443	2,232	0,946	0,005	1,139	0,238	0,766	0,049	4,062	1,057	0,613	0,04
R396-R397	360	361,2	358,5	358,2	40,4	0,021	2,36	0,012	2,372	75	874,4	1000	4,313	3,386	0,7	0,003	1,076	0,223	0,614	0,042	4,642	0,962	0,614	0,04
R397-R398	361,2	361	358,2	358	23,22	0,02	2,625	0,013	2,638	75	918,3	1000	4,209	3,304	0,798	0,004	1,112	0,229	0,676	0,045	4,68	0,962	0,676	0,04

Tableau.VI.7 : Collecteur Principal CVII

Tron	CT,am (m)	CT,av (m)	CR,am (m)	CR,av (m)	Dist (m)	I (m/m)	Qpl (m3/s)	Qeu (m3/s)	Qt (m3/s)	Ks	Dcal (mm)	Dnor (mm)	Vps (m/s)	Qps (m3/s)	Rq	Rqmin	Rv	Rvmin	Rh (m)	Rhmin	V (m/s)	Vmin (m/s)	H (m)	Hmin (m)
R294-R295	399	397,5	396	395,8	20,27	0,012	0,041	0,0004	0,041	75	212	300	1,479	0,105	0,397	0,004	0,935	0,233	0,438	0,047	1,384	0,345	0,132	0,014
R295-R296	397,5	395,8	394,8	394,4	21,82	0,018	0,082	0,0009	0,083	75	255	300	1,804	0,127	0,65	0,007	1,063	0,264	0,583	0,061	1,918	0,476	0,175	0,018
R296-R297	395,8	393,2	392,9	391,8	31,86	0,034	0,123	0,001	0,124	75	265	300	2,445	0,173	0,72	0,008	1,082	0,269	0,626	0,063	2,646	0,657	0,188	0,019
R297-R298	393,2	390,6	390,3	389,2	32,28	0,034	0,164	0,002	0,166	75	294	300	2,474	0,175	0,949	0,01	1,139	0,297	0,768	0,073	2,819	0,734	0,23	0,022
R298-R299	390,6	388,1	387,7	386,7	30,92	0,032	0,206	0,002	0,208	75	325	400	2,89	0,363	0,574	0,006	1,039	0,256	0,539	0,057	3,002	0,739	0,216	0,023
R299-R300	388,1	383,5	384,2	382,1	53,41	0,04	0,247	0,003	0,25	75	334	400	3,22	0,404	0,618	0,007	1,054	0,262	0,564	0,06	3,393	0,844	0,225	0,024
R300-R301	383,5	381,6	380,6	380,2	21,69	0,025	0,288	0,003	0,291	75	385	400	2,555	0,321	0,907	0,01	1,139	0,294	0,742	0,072	2,91	0,75	0,297	0,029
R301-R302	381,6	379,9	379,2	378,5	21,28	0,04	0,329	0,004	0,333	75	371	400	3,232	0,406	0,82	0,009	1,12	0,287	0,689	0,07	3,62	0,929	0,276	0,028
R302-R303	379,9	379,5	378,5	378,1	33,16	0,011	0,37	0,004	0,374	75	495	500	1,958	0,384	0,974	0,011	1,14	0,3	0,786	0,074	2,232	0,588	0,393	0,037
R303-R304	379,5	378,9	378,1	377,5	32,93	0,018	0,412	0,005	0,417	75	468	500	2,53	0,496	0,839	0,009	1,127	0,287	0,701	0,07	2,85	0,725	0,351	0,035
R304-R305	378,9	378,1	377,5	376,7	32,85	0,026	0,462	0,005	0,467	75	457	500	3,018	0,592	0,789	0,009	1,108	0,28	0,67	0,067	3,344	0,844	0,335	0,034
R305-R306	378,1	377,7	376,7	376,3	30,25	0,02	0,493	0,006	0,499	75	492	500	2,652	0,52	0,958	0,011	1,139	0,299	0,774	0,074	3,021	0,794	0,387	0,037
R306-R307	377,7	377,5	376,3	375,8	26,19	0,025	0,535	0,006	0,541	75	486	500	2,965	0,582	0,93	0,01	1,139	0,297	0,755	0,073	3,378	0,88	0,378	0,037

Tableau.VI.7 Collecteur Principal CVII (suite)

Tron	CT,am (m)	CT,av (m)	CR,am (m)	CR,av (m)	Dist (m)	I (m/m)	Qpl (m3/s)	Qeu (m3/s)	Qt (m3/s)	Ks	Dcal (mm)	Dnor (mm)	Vps (m/s)	Qps (m3/s)	Rq	Rqmin	Rv	Rvmin	Rh (m)	Rhmin	V (m/s)	Vmin (m/s)	H (m)	Hmin (m)
R307-R308	377,5	375,4	374,8	374	30,22	0,026	0,576	0,006	0,582	75	498	500	2,994	0,588	0,991	0,011	1,142	0,303	0,801	0,075	3,419	0,906	0,4	0,038
R308-R309	375,4	373,4	373	372	29,99	0,035	0,617	0,007	0,624	75	482	500	3,508	0,688	0,906	0,01	1,139	0,294	0,741	0,072	3,995	1,032	0,371	0,036
R309-R310	373,4	372	372	371	30	0,033	0,658	0,007	0,665	75	481	500	3,75	0,736	0,904	0,01	1,139	0,294	0,74	0,072	4,271	1,104	0,37	0,036
R310-R311	372	371	370	369,6	34,1	0,013	0,699	0,008	0,707	75	526	600	3,543	1,001	0,706	0,008	1,078	0,271	0,617	0,064	3,819	0,961	0,37	0,038

Tableau.VI.8 : Collecteur principal CVIII

Tron	CT,am (m)	CT,av (m)	CR,am (m)	CR,av (m)	Dist (m)	I (m/m)	Qpl (m3/s)	Qeu (m3/s)	Qt (m3/s)	Ks	Dcal (mm)	Dnor (mm)	Vps (m/s)	Qps (m3/s)	Rq	Rqmin	Rv	Rvmin	Rh (m)	Rhmin	V (m/s)	Vmin (m/s)	H (m)	Hmin (m)
R343-R344	379,4	377,8	376,4	376,4	27,99	0,023	0,135	0,002	0,137	75	295	300	2,018	0,143	0,957	0,011	1,139	0,299	0,774	0,074	2,3	0,603	0,232	0,022
R344-R345	377,8	376,1	375,8	375,8	27,85	0,04	0,271	0,003	0,274	75	345	400	3,24	0,407	0,674	0,008	1,069	0,27	0,597	0,063	3,463	0,873	0,239	0,025
R345-R346	376,1	374,3	373,6	373,6	30,73	0,026	0,407	0,005	0,412	75	436	500	3,023	0,593	0,694	0,008	1,074	0,271	0,609	0,064	3,248	0,819	0,305	0,032
R346-R347	374,3	372,5	371,8	371,8	32,18	0,027	0,542	0,006	0,548	75	481	500	3,098	0,608	0,902	0,01	1,139	0,296	0,738	0,073	3,528	0,916	0,369	0,036
R347-R348	372,5	370,6	370	370	31,99	0,027	0,678	0,008	0,686	75	523	600	3,492	0,987	0,695	0,008	1,075	0,271	0,61	0,064	3,753	0,948	0,366	0,038
R348-R349	370,6	368,7	368,1	368,1	31,98	0,027	0,812	0,009	0,821	75	561	600	3,473	0,981	0,837	0,009	1,126	0,289	0,7	0,07	3,911	1,002	0,42	0,042
R349-R350	368,7	366,9	366,2	366,2	31,94	0,027	0,949	0,011	0,96	75	593	600	3,492	0,987	0,973	0,011	1,14	0,305	0,785	0,076	3,981	1,065	0,471	0,046
R350-R351	366,9	365	364,4	364,4	31,87	0,027	1,085	0,001	1,086	75	622	700	3,856	1,483	0,732	0,0008	1,086	0,191	0,634	0,024	4,188	0,735	0,444	0,017
R351-R352	365	363,3	362,5	362,5	28,67	0,023	1,22	0,014	1,234	75	671	700	3,589	1,381	0,894	0,01	1,138	0,295	0,734	0,073	4,085	1,06	0,514	0,051
R352-R353	363,3	362,5	361,8	361,8	28,14	0,03	1,356	0,015	1,371	75	667	700	4,051	1,558	0,88	0,01	1,136	0,29	0,726	0,071	4,603	1,175	0,508	0,050
R353-R354	362,5	361,8	361	361	30,9	0,023	1,491	0,017	1,508	75	725	800	3,89	1,954	0,772	0,009	1,101	0,281	0,659	0,067	4,283	1,092	0,527	0,054
R354-R355	361,8	360,5	360,3	360,3	48,52	0,027	1,627	0,018	1,645	75	726	800	4,23	2,125	0,774	0,008	1,102	0,278	0,66	0,066	4,662	1,178	0,528	0,053

Tableau.VI.9 : Intercepteur CIX

Tron	CT,am (m)	CT,av (m)	CR,am (m)	CR,av (m)	Dist (m)	I (m/m)	Qpl (m3/s)	Qeu (m3/s)	Qt (m3/s)	Ks	Dcal (mm)	Dnor (mm)	Vps (m/s)	Qps (m3/s)	Rq	Rqmin	Rv	Rvmin	Rh (m)	Rhmin	V (m/s)	Vmin (m/s)	H (m)	Hmin (m)
R521-R522	366,8	366	364,8	363	57,39	0,032	0,194	0,013	0,207	75	323,99	500	3,35	0,657	0,32	0,02	0,888	0,38	0,38	0,10	2,974	1,267	0,192	0,049
R522-R523	365,97	364,5	363	362	30,91	0,031	0,286	0,014	0,3	75	373,47	500	3,32	0,65	0,46	0,02	0,975	0,39	0,48	0,10	3,239	1,298	0,238	0,051
R523-R524	364,5	364	362	361,3	34	0,020	0,326	0,015	0,341	75	426,39	500	2,65	0,52	0,66	0,03	1,064	0,44	0,59	0,12	2,822	1,162	0,293	0,058
R524-R525	364	363,5	361,3	360,9	22,31	0,020	0,326	0,015	0,341	75	425,71	500	2,66	0,52	0,65	0,03	1,063	0,44	0,58	0,12	2,832	1,165	0,292	0,058
R525-R526	363,5	363	360,9	360,2	50,65	0,013	0,326	0,015	0,341	75	460,75	500	2,16	0,42	0,81	0,04	1,115	0,47	0,68	0,13	2,404	1,021	0,340	0,064
R526-R527	363	362,5	360,2	359,7	57,5	0,020	0,623	0,125	0,748	75	572,45	600	2,99	0,85	0,88	0,15	1,137	0,70	0,73	0,26	3,404	2,104	0,437	0,156
R527-R528	362,5	362	359,7	359,2	42,96	0,018	0,623	0,125	0,748	75	583,87	600	2,84	0,80	0,93	0,16	1,139	0,71	0,76	0,27	3,237	2,030	0,454	0,160
R528-R529	362	361,2	359,2	358,4	49,37	0,016	0,623	0,125	0,748	75	595,49	600	2,70	0,76	0,98	0,16	1,141	0,73	0,79	0,27	3,075	1,959	0,476	0,164
R529-R530	361,2	360,8	358,4	358,3	8,4	0,018	0,623	0,125	0,748	75	584,74	600	2,83	0,80	0,94	0,16	1,139	0,72	0,76	0,27	3,224	2,024	0,455	0,160
R530-R531	360,8	360	358,3	357,2	56,78	0,018	0,623	0,125	0,748	75	580,92	600	2,88	0,81	0,92	0,15	1,139	0,71	0,75	0,26	3,280	2,048	0,449	0,159
R531-R532	360	359,5	357,2	356,7	31,5	0,016	0,623	0,125	0,748	75	597,80	600	2,67	0,75	0,99	0,17	1,142	0,73	0,80	0,27	3,046	1,945	0,481	0,165
R532-R533	359,5	359,1	356,7	356,3	34,65	0,018	0,623	0,125	0,748	75	583,87	600	2,84	0,80	0,93	0,16	1,139	0,71	0,76	0,27	3,237	2,030	0,454	0,160
R533-R534	359,1	358,6	356,3	355,8	27,15	0,018	0,623	0,125	0,748	75	581,37	600	2,87	0,81	0,92	0,15	1,139	0,71	0,75	0,27	3,274	2,045	0,450	0,159
R534-R535	358,6	358	355,8	355,4	24,91	0,016	0,623	0,125	0,748	75	596,50	600	2,68	0,76	0,99	0,16	1,141	0,73	0,80	0,27	3,062	1,953	0,478	0,164
R535-R536	358	357	355,4	354,4	41,21	0,024	0,993	0,157	1,15	75	648,70	700	3,66	1,41	0,82	0,11	1,120	0,65	0,69	0,23	4,092	2,379	0,482	0,158
R536-R537	357	356,8	354,4	353,8	42,87	0,020	0,993	0,157	1,15	75	672,64	700	3,32	1,28	0,90	0,12	1,139	0,67	0,74	0,24	3,778	2,214	0,517	0,166
R537-R538	356,78	355,6	353,8	353,1	38,45	0,019	0,993	0,157	1,15	75	679,24	700	3,23	1,24	0,92	0,13	1,139	0,67	0,75	0,24	3,684	2,172	0,527	0,168
R538-R539	355,55	354	353,1	352	38,45	0,028	0,993	0,157	1,15	75	631,15	700	3,93	1,51	0,76	0,10	1,097	0,64	0,65	0,22	4,313	2,515	0,456	0,152
R539-R540	353,97	351,4	350,8	349,4	51,13	0,028	0,993	0,157	1,15	75	632,49	700	3,91	1,50	0,76	0,10	1,098	0,64	0,65	0,22	4,295	2,505	0,458	0,153
R540-R541	351,35	349,8	348,2	347,8	34,99	0,011	0,993	0,157	1,15	75	688,00	700	2,46	0,95	1,21	0,17	-3,981	0,73	1,70	0,27	-9,798	1,795	1,189	0,192
R541-R542	349,80	348,1	346,6	346,1	38,26	0,013	0,993	0,157	1,15	75	725,81	800	2,96	1,49	0,77	0,11	1,102	0,64	0,66	0,22	3,262	1,902	0,528	0,176
R542-R543	348,07	346,3	344,9	344,3	40,45	0,014	0,993	0,157	1,15	75	718,29	800	3,04	1,53	0,75	0,10	1,093	0,64	0,65	0,22	3,329	1,942	0,517	0,173

Avec :

- Cam** : Côte de terrain naturel amont (m) ;
- Cav** : Côte de terrain naturel aval (m) ;
- Cram** : Côte projet amont (m) du terrain ;
- Crav** : Côte projet aval (m) du terrain ;
- L** : Longueur de la conduite entre deux regards (m) ;
- I** : Pente (m/m);
- Q** : Débit total (m<sup>3</sup>/s) ;
- Q<sub>ps</sub>**: Débit à pleine section (m<sup>3</sup>/s) ;
- V<sub>ps</sub>** : Vitesse à pleine section (m/s) ;
- D<sub>cal</sub>**: Diamètre calculé (mm) ;
- D<sub>nor</sub>**: Diamètre normalisé (mm) ;
- R<sub>q</sub>** : Rapport des débits ;
- R<sub>h</sub>** : Rapport des hauteurs ;
- R<sub>v</sub>** : Rapport des vitesses ;
- H** : Hauteur de remplissage (mm) ;
- V** : Vitesse de l'écoulement (m/s) ;

### \* Discussion

Les remarques les plus importantes qu'on peut tirer après le dimensionnement du réseau d'évacuation d'eaux usées et pluviales sont :

- Les diamètres des collecteurs principaux, varient de 300mm jusqu'à 2000mm.
- Le débit à évacué est plus important, ce qui nous oblige à projeter des déversoirs d'orages en séries, des regards de chutes dans les sous bassin à forte pente et des regards de jonction au niveau des raccordements et de changement de direction.

Après l'achèvement du dimensionnement de notre variante et la comparaison des valeurs des diamètres obtenus avec les diamètres du réseau existant, on constate que les collecteurs principaux sont sous dimensionnés et ne répondront pas aux futurs besoins de l'agglomération.

L'avantage que représente notre schéma est que les collecteurs projetés sont tous de type gravitaire. Aussi, pour faciliter le transfert des eaux usées en vue de les traiter à la station d'épuration de Kermouda (en cours de réalisation), on a projeté (04) déversoirs d'orage type frontal et latéral pour déchargé le réseau aval afin d'assurer le bon fonctionnement de la station d'épuration.

**Conclusion**

Dans ce chapitre, nous avons abordé le côté hydraulique à savoir le dimensionnement du réseau d'évacuation d'eaux usées et pluviales

Aussi, nous avons suivi une méthode de calcul déjà expliquée au préalable. Donc l'addition des débits d'eaux pluviales et usées dans une conduite ; ainsi la pente du tronçon qui nous a permis de procéder à un dimensionnement de tout le réseau après un calcul précis.

Nous affirmons sans doute que notre dimensionnement a pris en considération :

- La vitesse d'auto curage.
- La distance entre la clé de la conduite et la côte du terrain naturel qui est supérieure à 0,8 m.
- La distance entre les regards d'après le terrain.

## **CHAPITRE VII : DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS CONSTITUTIFS DU RESEAU D'EVACUATION**

### **Introduction**

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

- Une évacuation correcte et rapide sans stagnation des eaux de pluie,
- Le transport des eaux usées susceptibles de provoquer une purification dans les conditions d'hygiène favorables.

Les ouvrages en matière d'assainissement comprennent :

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

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

### **VII.1. Les ouvrages principaux**

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

#### **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. Types de canalisation**

Il existe plusieurs types de conduites qui sont différents suivant leurs matériaux et leurs destinations.

##### **VII.1.2.1. Conduites en béton non armé**

Les tuyaux en béton non armé sont fabriqués mécaniquement par un procédé assurant une compacité élevée du béton. La longueur utile ne doit pas dépasser 2,50m. Ces types de tuyaux ont une rupture brutale, 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.1.2.2. Conduites en béton armé**

Les tuyaux en béton armé sont fabriqués mécaniquement par un procédé assurant une compacité élevée du béton (compression radiale, vibration, centrifugation). Les tuyaux comportent deux séries d'armatures, la première est formée des barres droites appelées

génératrices, la deuxième est formée des spires en hélice continues d'un pas régulier maximal de 1,5 m. La longueur utile ne doit pas être supérieure à 2 m.

#### **VII.1.2.3. Conduites en amiante-ciment**

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

Ce genre 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.1.2.4. Conduites en grès artificiels**

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

#### **VII.1.2.5. Conduites en chlorure de polyvinyle (P.V.C) non plastifié**

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

#### **VII.1.2.6. Conduites en PEHD**

Le polyéthylène se divise en deux classes selon le procédé de fabrication et les additifs utilisés : le PE haute densité (PFHD) et le PE basse densité (PEBD), plus souple et moins cher. Les diamètres peuvent aller jusqu'à 1500 mm. Pour les petits diamètres, le PE peut s'enrouler en couronne sur des centaines de mètres ce qui permet de diminuer le nombre de raccords et donc le risque de fuites. Sa souplesse lui donne également une grande adaptabilité au sol et une grande résistance au choc mais peut en contrepartie entraîner des risques d'ovalisation pour les plus gros diamètres. Il est inerte chimiquement et donc ne se corrode pas.

### **VII.2. Choix du type de canalisation**

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

- 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, les conduites utilisées seront en PEHD de profil circulaire vu les avantages qu'elles présentent :

- Etanchéité primordiale.

- Résistance aux attaques chimiques.
- Leur bonne stabilité dans les tranchées.
- Pose et assemblage facile.
- Diminution du nombre de raccordement.
- La disponibilité sur le marché national.

En a utilisés aussi, les conduites utilisées seront en béton armé de profil circulaire vu les avantages qu'elles présentent :

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

### **VII.3. Les joints des conduites en béton armé**

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 des joints à utiliser :

#### **a) Joint type Rocla**

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

#### **b) Joint à demi emboîtement**

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

#### **c) Joint à collet**

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

La figure VII.1 présente les divers joints sur les tuyaux en béton.

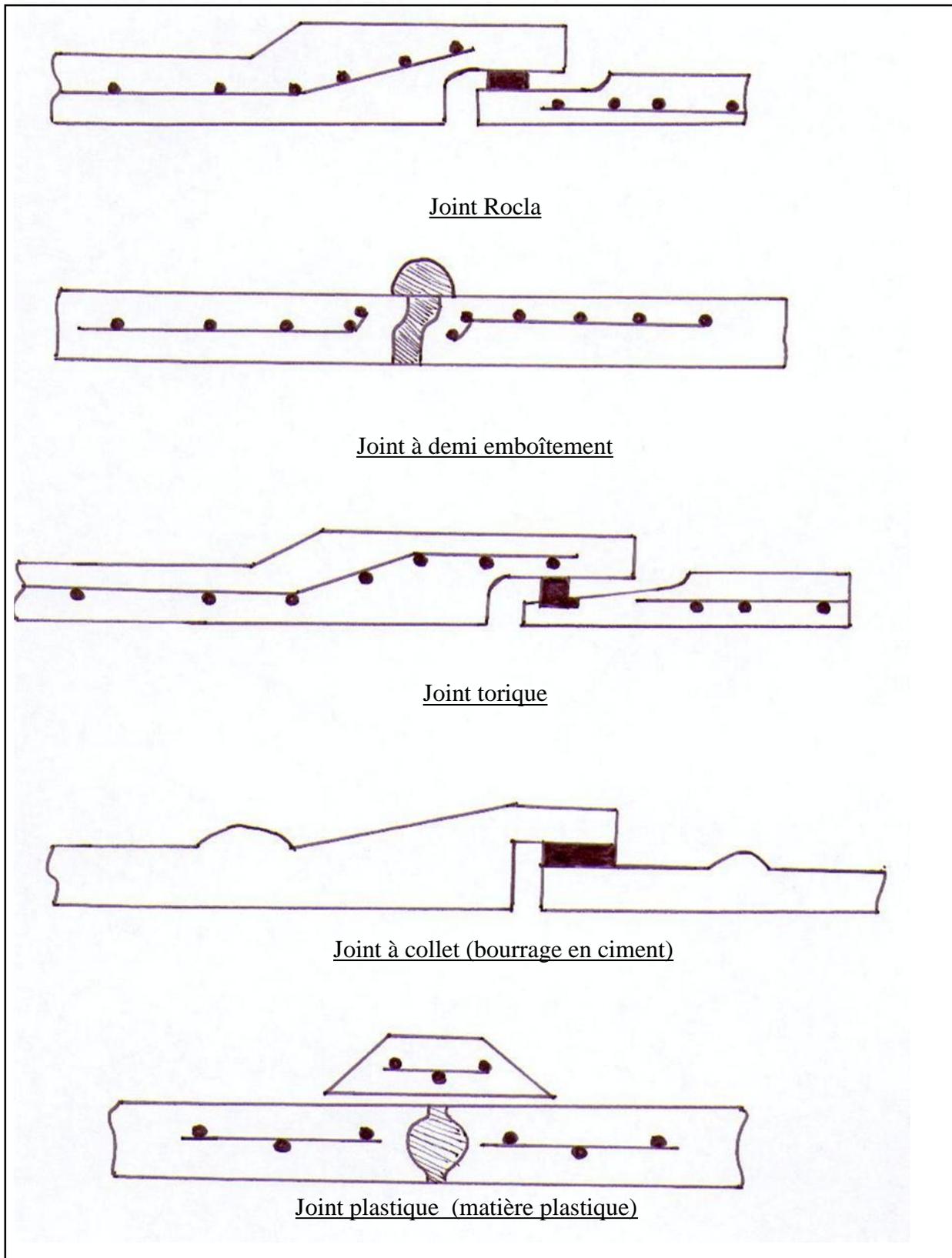


Figure. VII.1 : Différents joints

#### VII.4. Différentes actions supportées par la conduite

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

##### a) 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.

##### b) Actions statiques

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

Tableau. VII.1. Caractéristiques du tuyau en béton armé

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

##### c) Actions chimiques

Elles sont généralement à l'intérieur de la conduite. Une baisse de pH favorise le développement des bactéries acidophiles qui peuvent à leur tour favoriser la formation de l'acide sulfurique (H<sub>2</sub>S) corrosif et néfaste aux conduites.

### **VII.5. 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 les surdimensionnements et en permettant l'optimisation des coûts.

Les ouvrages annexes sont considérés selon deux groupes :

- Ouvrages normaux ;
- Ouvrages spéciaux ;

#### **VII.5.1. Ouvrages normaux**

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

##### **VII.5.1.1. Branchements**

Leur rôle est de collecter les eaux usées et les eaux pluviales d'immeubles. Un branchement comprend trois parties essentielles :

- Un regard de façade qui doit être disposé en bordure de la voie publique et au plus près de la façade de la propriété raccordée pour permettre un accès facile aux personnels chargés de l'exploitation et du contrôle du bon fonctionnement.
- Des canalisations de branchement qui sont de préférence raccordées suivant une oblique inclinée à 45° ou 60° par rapport à l'axe général du réseau public.
- Les dispositifs de raccordement de la canalisation de branchement sont liés à la nature et aux dimensions du réseau public.



Figure. VII.2 : Branchement de service (modélisation en 3D)

### VII.5.1.2. Ouvrages des surfaces

Ce type d'ouvrages est destiné au recueil des eaux pluviales. On distingue deux catégories :

- A- Ouvrages de collecte et de transport.
- B- Ouvrages de recueil proprement dite en tête et sur le cours du réseau principal.

#### A) Ouvrages de collecte et de transport

##### A.1. Les fossés

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

Dans notre cas, on les place au niveau des collecteurs secondaires raccordés aux collecteurs principaux CI et CV.

##### A.2. Les caniveaux

Sont destinés au recueil des eaux pluviales ruisselant sur le profil transversal de la chaussée et trottoirs et au transport de ces eaux jusqu'aux bouches d'égout.

Dans notre projet, les caniveaux sont placés entre les bouches d'égout et au niveau des voiries étroites pour permettre l'évacuation des eaux pluviales vers les bouches d'égout.

#### B) Les bouches d'égout

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

Elles peuvent être classées selon deux critères : la manière de recueillir des eaux et la manière dont les déchets sont retenus.

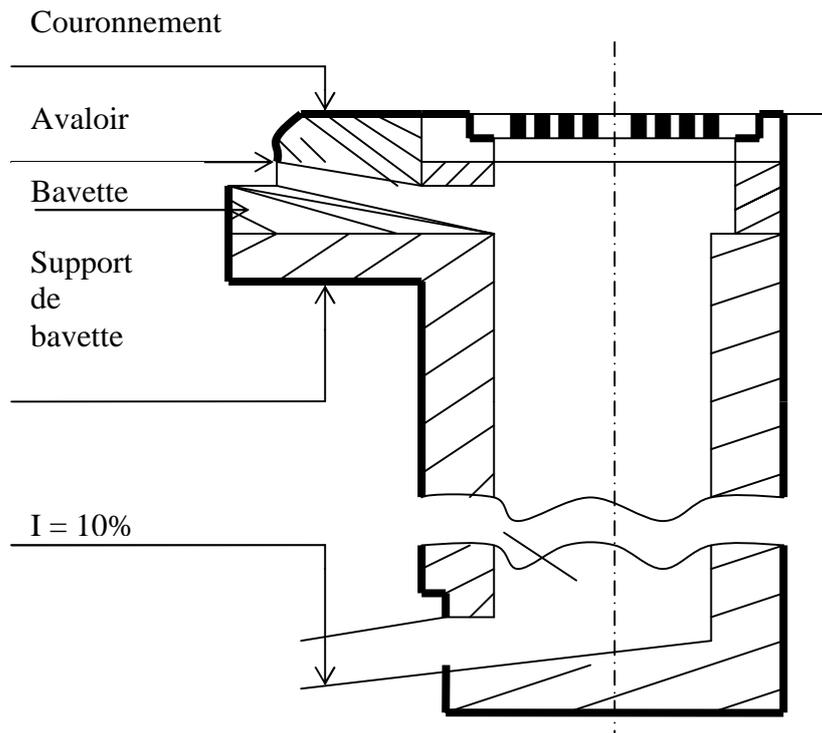


Figure. VII.3 : Exemple d'une bouche d'égout sans décantation

### **B.1. Les bouches d'égouts à section circulaire de 0,5m de diamètre avec ou sans décantation**

Ce type de bouche d'égout peut s'adapter surtout si le réseau risque de ne pas faire l'objet d'un entretien permanent.

Selon le type de recueille des eaux, on distingue cinq types de bouches d'égout.

#### **B.1.1. Les bouches d'égout avec grille et couronnement métallique**

Ces bouches peuvent être sélectives ou non. Lorsqu'il est prévu une décantation, l'entrée des eaux dans le réseau s'effectue soit au moyen d'un siphon, soit directement par surverse au-dessus du seuil du puisard de décantation.

#### **B.1.2. Les bouches d'égout avec bavette en pierre ou en béton et couronnement métallique**

Elles peuvent être sélectives ou non, avec ou sans décantation siphonoïde ou non. Dans ce dernier cas l'entonnoir est prolongé par une jupe dont la base doit plonger au moins à 0,05 m au dessous du niveau permanent du puisard de décantation.

**B.1.3. Les bouches d'égout avec bavette et couronnement en pierres ou en béton**

Ce type est une variante applicable aux deux types précédents.

**B.1.4. Les bouches d'égout à avaloir métallique grille et couronnement combiné**

Elles sont comme les précédentes, la seule particularité repose dans le fait que le dispositif métallique supérieur s'emboîte directement sur l'arase supérieure de la cheminée.

**B.1.5. La bouche d'égout à grille seule**

Les bouches d'égouts à grille seule s'emboîtent directement sur l'arase supérieure de la cheminée.

**VII.5.2. Ouvrages d'accès au réseau (les regards)**

Les regards sont en fait des fenêtres par lesquelles 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.

- Regard simple : pour raccordement des collecteurs de mêmes diamètres ou de diamètres différents.
- Regard latéral : en cas d'encombrement du V.R.D ou collecteurs de diamètre important.
- Regard double : pour système séparatif.
- Regard toboggan : en cas d'exhaussement de remous.
- Regard de chute : à forte pente.

La distance entre deux regards est variable. 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.

**➔ Dimensionnement des regards de chute**

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

$$x = Vt$$

$$y = \frac{1}{2}gt^2$$

Avec :

$$t = \frac{x}{V}$$

Où :

x : Longueur du regard (m).

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

V : Vitesse d'écoulement dans la conduite (m/s).

Des trois équations on aura :

$$x = \sqrt{\frac{2y}{g}} \cdot V \quad (\text{m}).$$

Pour des raisons économiques nous avons opté pour des longueurs standards des regards, dont en ajoutant des déflecteurs dans le cas des regards de chute.

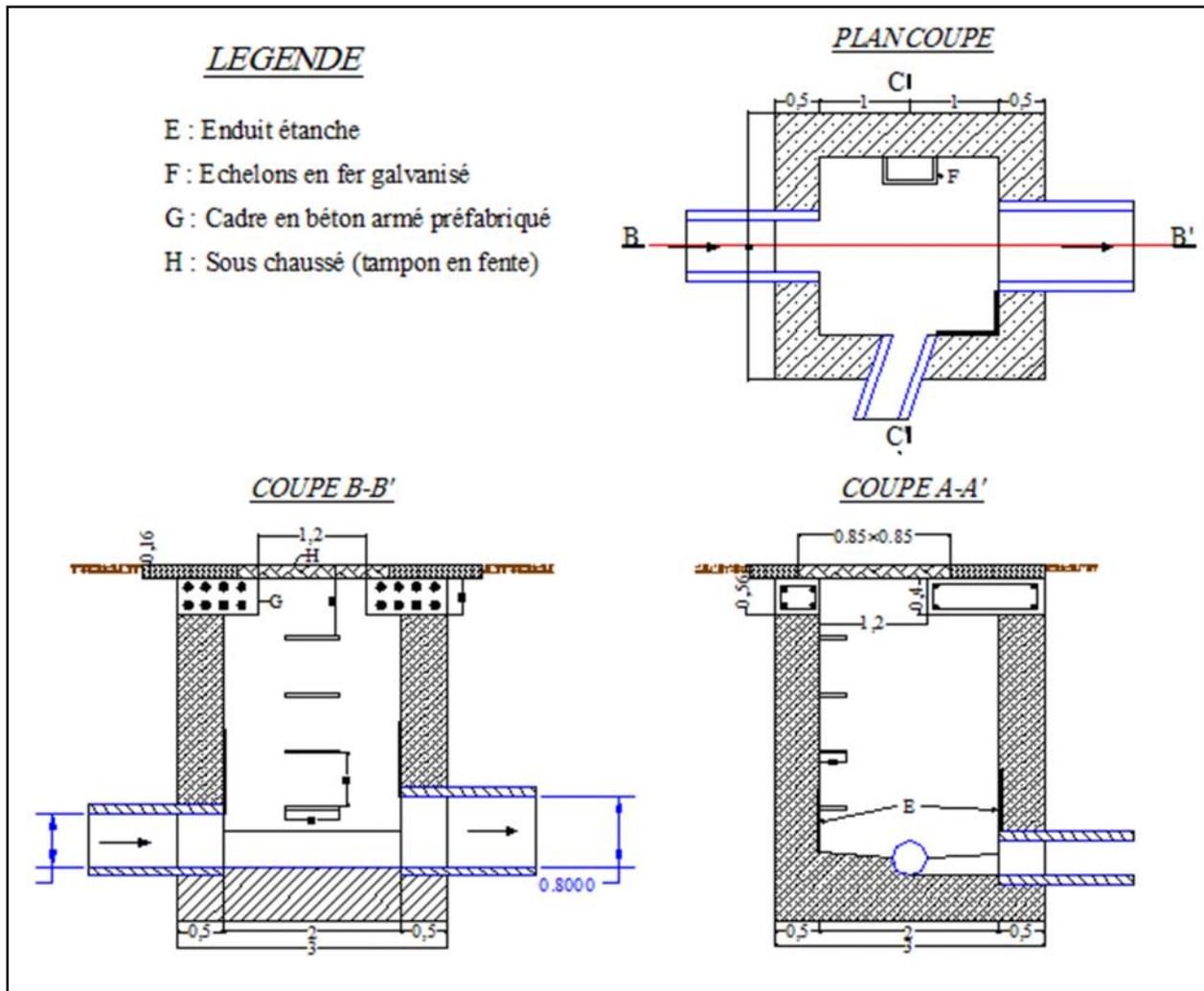


Figure. VII.4 : Exemple d'un regard de visite

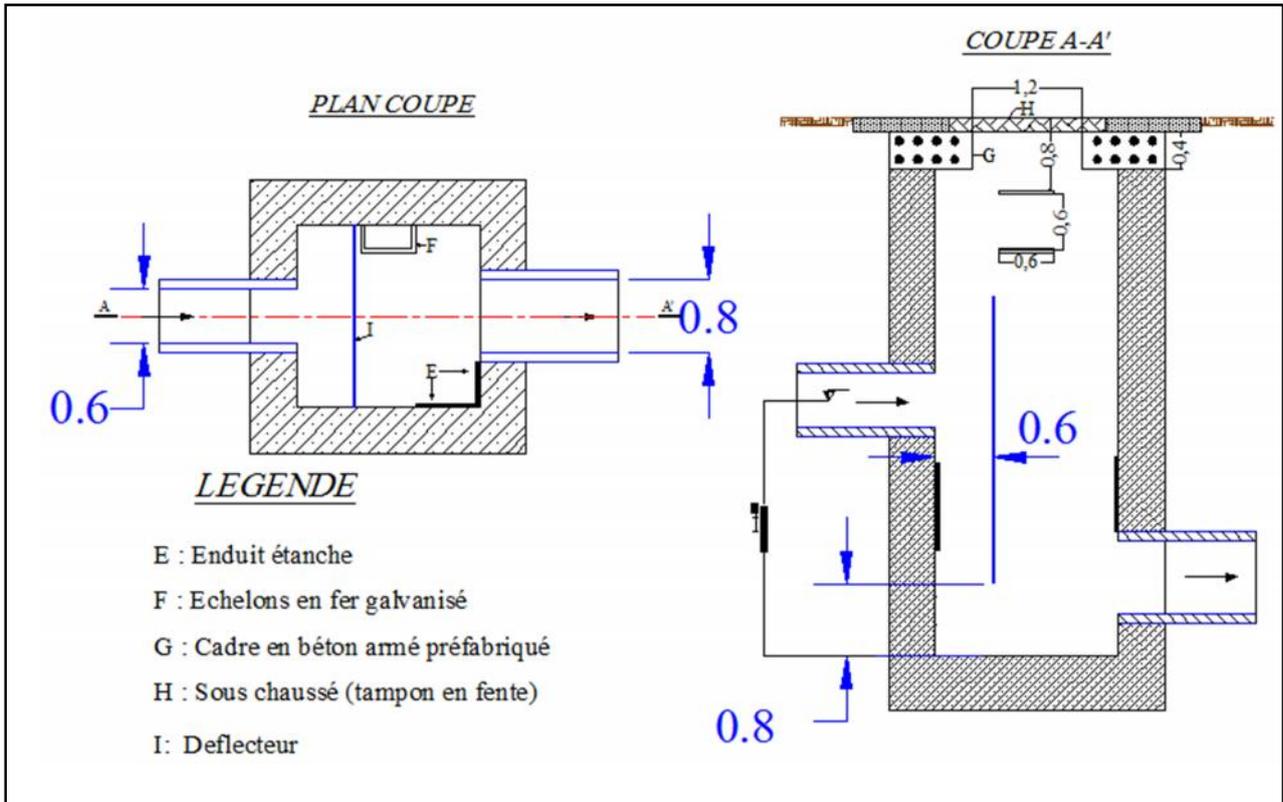


Figure. VII.5 : Exemple d'un Regard de chute

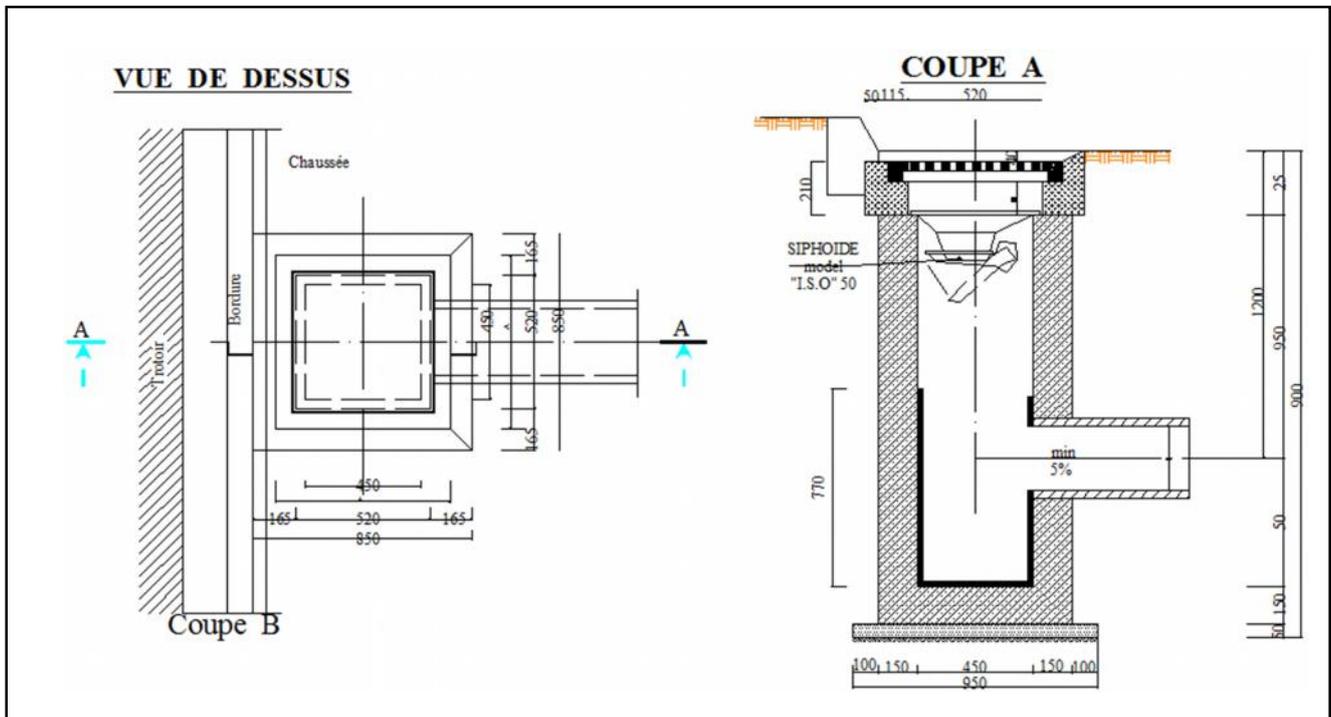


Figure. VII.6 : Exemple d'un Bouche d'égout

## **VII.6.Ouvrages spéciaux**

### **VII.6.1. Déversoirs d'orage**

En hydraulique urbaine, un déversoir est un dispositif dont la fonction réelle est d'évacuer par les voies les plus directes, les pointes exceptionnelles des débits d'orage vers le milieu récepteur. Par conséquent, un déversoir est un ouvrage destiné à décharger le réseau d'une certaine quantité d'eaux pluviales de manière à réagir sur l'économie d'un projet en réduction du réseau aval.

Les déversoirs sont appelés à jouer un rôle essentiel notamment dans la conception des réseaux en système unitaire.

#### **VII.6.1.1. Emplacement des déversoirs d'orage**

Avant l'emplacement des déversoirs d'orage 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.
- Les valeurs du débit compatibles avec la valeur de dilution et avec l'économie générale du projet, c'est à dire rechercher le facteur de probabilité de déversement de façon à limiter la fréquence des lâcheurs d'effluents dans le milieu récepteur.
- La capacité et les surfaces des ouvrages de la station d'épuration pour éviter les surcharges et le mauvais fonctionnement.
- Le régime d'écoulement de niveau d'eau dans la canalisation amont et aval.
- Topographie du site et variations des pentes.

#### **VII.6.1.2. Types des déversoirs**

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

- Déversoirs à seuil frontal.
- Déversoirs à seuil latéral.
- Déversoirs avec ouverture du radier.
- Déversoir à double seuil latéral.
- Déversoir avec ouverture du radier.

#### **⇒ Les déversoirs à seuil frontal :**

Le déversement s'effectue en face du collecteur d'amenée ou dans un changement de direction.

Dans cette disposition, le seuil ne doit pas être élevé pour ne pas trop réduire la section d'écoulement.

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

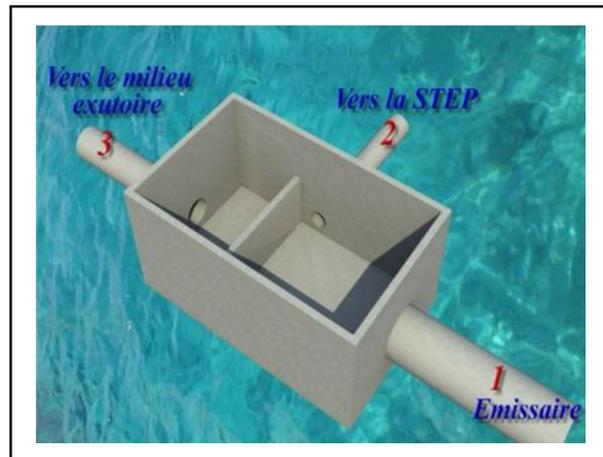


Figure. VII.7 : Déversoir d'orage type frontal (modélisation en 3D)

### ⇒ Déversoir à seuil latéral et conduite aval étranglée

Pour le calcul de cet ouvrage il faut que l'écoulement en amont soit fluvial. La présence d'un seuil élevé (marge de sécurité) conduit à la formation d'un ressaut dans la conduite d'amenée. Les vannes utilisées sur les conduites de décharges peuvent être manipulées en fonction du débit transité par le déversoir.

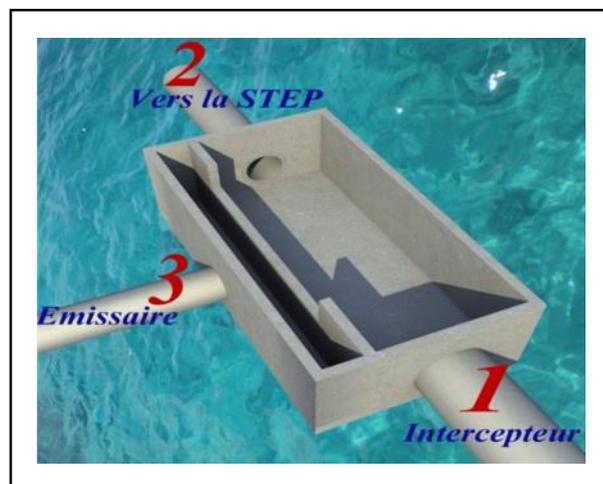


Figure. VII.8 : Déversoir d'orage à seuil latéral (modélisation en 3D)

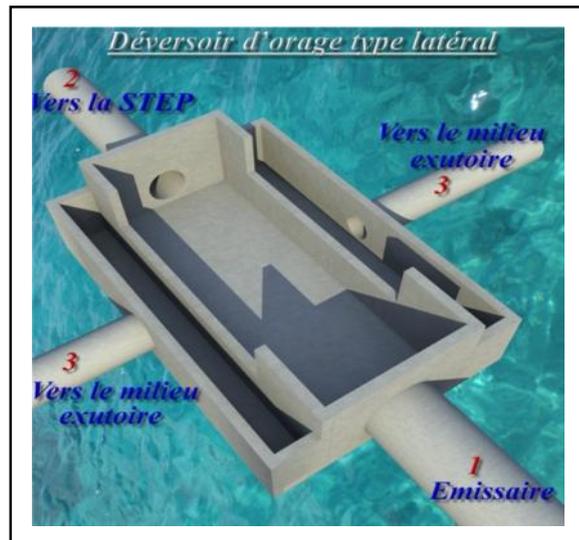


Figure. VII.9 : Déversoir d'orage type latéral à double seuil (modélisation en 3D)

#### ⇒ Déversoir a seuil latéral et conduite aval libre

Ce type de déversoir diffère du précédent essentiellement par le fait que la conduite aval a un écoulement libre, si pour le débit max. d'orage la charge sur la crête aval est nulle. Ce type de déversoir assurera un débit aval constant quel que soit le débit déversé.

#### ⇒ Déversoir d'orage à ouverture du fond

Dans ce type d'ouvrage le débit d'eau usée transite à travers une ouverture pratiquée dans le radier de la canalisation.

**- Dimensionnement du DO1**

Les données de base :

Débit de temps sec :  $Q_{ts}=0,013 \text{ m}^3/\text{s}$ .

Débit total :  $Q_T=2,638 \text{ m}^3/\text{s}$ .

- On suppose une dilution de 3 pour la station d'épuration c'est à dire  $2 \text{ m}^3$  d'eau pluviale et  $1 \text{ m}^3$  d'eau usée.
- Un coefficient de débit **m** qui est en fonction de la forme de la crête et la hauteur déversée. la valeur maximale de **m** est de 0,49 et la valeur minimale est de 0,27.

Pour les trois premiers DO, on suppose un : **m =0,49**.

**a) Détermination du débit de la STEP**

On a :

Le  $Q_{usé}$  du tronçon R398-DO1 est de :  $0,013 \text{ m}^3/\text{s}$  avec une dilution de 3 donc le débit qui sera dirigé vers la station d'épuration est :

$$Q_{step} = 3 \quad \rightarrow \quad Q_{usé} = 3 * 0,013 = 0,039 \text{ m}^3/\text{s}$$

**b) Détermination du débit déversé**

$$Q_T = 2.638 \text{ m}^3/\text{s} \quad Q_c = Q_T * Z$$

Avec :

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

$$T_c = 8 \text{ min}$$

Donc :

$$Z = 1 - \frac{10}{100} = 0,9 \quad Q_c = 2.638 * 0.9 = 2.37 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_{dév} = Q_c - Q_{step} = 2,37 - 0,039 = 2,33 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_{dév} = 2,33 \text{ m}^3/\text{s}$$

**c) Détermination de la hauteur amont**

D'après le tronçon : R 398-DO1, le  $Q_{ps} = 3,304 \text{ m}^3/\text{s}$

Donc d'après l'abaque : le  $R_Q = 0,798$  et  $R_H = 0,767 \quad \rightarrow \quad H_{amont} = 0,767 \text{ m}$

**d) Détermination de la hauteur du seuil**

$$\text{On a : } R_Q = Q_{\text{step}} / Q_{\text{ps}} = 0,039 / 3,304 = 0,012 \quad R_H = 0,1$$

$$\text{Donc : } H_{\text{seuil}} = 0,1 * 1000 = 100 \text{ mm}$$

$$\mathbf{H_{\text{seuil}} = 0,1m}$$

**e) Détermination de  $H_{\text{dév}}$** 

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

$$H_{\text{dév}} = H_{\text{amont}} - H_{\text{seuil}} = 0,767 - 0,1 = 0,667 \text{ m}$$

**f) Détermination de la longueur du déversoir**

$$Q_{\text{dév}} = m \cdot L \cdot H_d \sqrt{2gH_d}$$

Avec :

$m$  : Coefficient du débit.

$L$  : Largeur du déversoir exprimée en (m).

$H_{\text{dév}}$ : Hauteur d'eau en (m) au-dessus du seuil du déversoir.

$$L = \frac{2,33}{0,49 \cdot (0,667)^{3/2} \sqrt{2 \cdot 9,81}} = 3,3m$$

On prend la longueur du déversoir :  $L = 3,3 \text{ m}$ .

**- Dimensionnement du DO2**

Les données de base :

$$\text{Débit de temps sec : } Q_{\text{ts}} = 0,11 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$\text{Débit total : } Q_T = 3,737 \text{ m}^3/\text{s}$$

**a) Détermination du débit de la STEP**

On a le  $Q_{\text{usé}}$  du tronçon canal-DO2 est de :  $0,11 \text{ m}^3/\text{s}$ , avec une dilution de 3 donc le débit qui sera dirigé vers la station d'épuration est :

$$Q_{\text{step}} = 3 * Q_{\text{usé}} = 0,33 \text{ m}^3/\text{s}$$

**b) Détermination du débit déversé**

$$Q_T = 3,737 \text{ m}^3/\text{s} \quad Q_c = Q_T * Z$$

Avec :

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

$$T_c = 12 \text{ min}$$

Donc :

$$Z = 1 - \frac{12}{100} = 0,88 \quad Q_c = 3,737 * 0,88 = 3,29 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_{\text{dév}} = Q_c - Q_{\text{step}} = 3,289 - 0,33 = 2,96 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$\mathbf{Q_{\text{dév}} = 2,96 \text{ m}^3/\text{s}}$$

**c) Détermination de la hauteur amont**

D'après le tronçon : cannal-DO2, le  $Q_{ps} = 3,7 \text{ m}^3/\text{s}$

Donc, d'après l'abaque :  $R_Q = 1,01$  et  $R_H = 0,82 \rightarrow H_{\text{amont}} = 0,984 \text{ m}$

**d) Détermination de la hauteur du seuil**

On a :  $R_Q = Q_{\text{step}} / Q_{ps} = 0,09$        $R_H = 0,45$

Donc :  $H_{\text{seuil}} = 0,45 * 1,2 = 0,55 \text{ m}$

$$H_{\text{seuil}} = 0,55 \text{ m}$$

**e) Détermination de  $H_{\text{dév}}$** 

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

$$H_{\text{dév}} = H_{\text{amont}} - H_{\text{seuil}} = 0,43 \text{ m}$$

**f) Détermination de la longueur du déversoir**

$$Q_{\text{dév}} = m \cdot L \cdot H_d \sqrt{2gH_d}$$

Avec :

$m$  : Coefficient du débit.

$L$  : Largeur du déversoir exprimée en (m).

$H_{\text{dév}}$ : Hauteur d'eau en (m) au-dessus du seuil du déversoir.

$$L = 4,8 \text{ m}$$

On prend la longueur du déversoir :  $L = 4,8 \text{ m}$

**- Dimensionnement du DO3**

Les données de base :

Débit de temps sec :  $Q_{ts} = 0,74 \text{ m}^3/\text{s}$ .

Débit total :  $Q_T = 6,09 \text{ m}^3/\text{s}$ .

**a) Détermination du débit de la STEP :**

On a le  $Q_{\text{usé}}$  du-DO3 est de  $0,032 \text{ m}^3/\text{s}$  avec une dilution de 3 donc le débit qui sera dirigé vers la station d'épuration est :

$$Q_{\text{step}} = 3 * Q_{\text{usé}} = 0,096 \text{ m}^3/\text{s}$$

**b) Détermination du débit déversé**

$$Q_T = 3,424 \text{ m}^3/\text{s} \quad Q_c = Q_T * Z$$

Avec :

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

$$T_c = 8 \text{ min}$$

Donc :

$$Z = 1 - \frac{8}{100} = 0,92 \quad Q_c = 3,424 * 0,92 = 3,15 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_{\text{dév}} = Q_c - Q_{\text{step}} = 3,15 - 0,096 = 3,054 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_{\text{dév}} = 3,054 \text{ m}^3/\text{s}$$

### c) Détermination de la hauteur amont

$$Q_{\text{ps}} = 3,7 \text{ m}^3/\text{s}$$

Donc d'après l'abaque :  $R_Q = 0,9$  et  $R_H = 0,75 \rightarrow H_{\text{amont}} = 0,9 \text{ m}$

### d) Détermination de la hauteur du seuil

On a :  $R_Q = Q_{\text{step}} / Q_{\text{ps}} = 0,026$        $R_H = 0,2$

Donc :

$$H_{\text{seuil}} = 0,2 * 1,2 = 0,24 \text{ m}$$

$$H_{\text{seuil}} = 0,24 \text{ m}$$

### e) Détermination de $H_{\text{dév}}$

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

$$H_{\text{dév}} = H_{\text{amont}} - H_{\text{seuil}} = 0,66 \text{ m}$$

### f) Détermination de la longueur du déversoir

$$Q_{\text{dév}} = m \cdot L \cdot H_d \sqrt{2gH_d}$$

Avec :

$m$  : Coefficient du débit.

$L$  : Largeur du déversoir exprimée en (m).

$H_{\text{dév}}$ : Hauteur d'eau en (m) au-dessus du seuil du déversoir.

$$L = 2,62 \text{ m}$$

On prend la longueur du déversoir :  $L = 2,65 \text{ m}$ .

## Dimensionnement du DO4

Les données de base :

Débit de temps sec :  $Q_{\text{ts}} = \text{m}^3/\text{s}$ .

Débit total :  $Q_{\text{T}} = 2,638 \text{ m}^3/\text{s}$ .

- On suppose une dilution de 3 pour la station d'épuration c'est à dire  $1,15 \text{ m}^3$  d'eau pluviale et  $0,157 \text{ m}^3$  d'eau usée.
- Un coefficient de débit  $m$  qui est en fonction de la forme de la crête et la hauteur déversée. la valeur maximale de  $m$  est de 0,37 et la valeur minimale est de 0,27.

Pour ce quatrième DO on suppose un :  $m = 0,37$ .

**a) Détermination du débit de la STEP**

On a :

Le  $Q_{\text{usé}}$  du tronçon R543-DO4 est de :  $0,157 \text{ m}^3/\text{s}$  avec une dilution de 3 donc le débit qui sera dirigé vers la station d'épuration est :

$$Q_{\text{step}} = 3 \quad \rightarrow \quad Q_{\text{usé}} = 3 * 0,157 = 0,471 \text{ m}^3/\text{s}$$

**b) Détermination du débit déversé**

$$Q_T = 1.15 \text{ m}^3/\text{s} \quad Q_c = Q_T * Z$$

Avec :

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

$$T_c = 10 \text{ min}$$

Donc :

$$Z = 1 - \frac{10}{100} = 0,9 \quad Q_c = 1.15 * 0.9 = 1.035 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_{\text{dév}} = Q_c - Q_{\text{step}} = 1.035 - 0,471 = 0.564 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_{\text{dév}} = 0.564 \text{ m}^3/\text{s}$$

**c) Détermination de la hauteur amont**

D'après le tronçon : R 543-DO4, le  $Q_{\text{ps}} = 1.53 \text{ m}^3/\text{s}$

Donc d'après l'abaque : le  $R_Q = 0,75$  et  $R_H = 0,65 \quad \rightarrow \quad H_{\text{amont}} = 0,52 \text{ m}$

**d) Détermination de la hauteur du seuil**

$$\text{On a : } R_Q = Q_{\text{step}} / Q_{\text{ps}} = 0,471 / 1.53 = 0,307 \quad R_H = 0,35$$

Donc :  $H_{\text{seuil}} = 0,35 * 800 = 280 \text{ mm}$

$$H_{\text{seuil}} = 0,28 \text{ m}$$

**e) Détermination de  $H_{\text{dév}}$** 

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

$$H_{\text{dév}} = H_{\text{amont}} - H_{\text{seuil}} = 0,52 - 0,28 = 0,24 \text{ m}$$

**f) Détermination de la longueur du déversoir**

$$Q_{\text{dév}} = m \cdot L \cdot H_d \sqrt{2gH_d}$$

Avec :

$m$  : Coefficient du débit.

L : Largeur du déversoir exprimée en (m).

$H_{dév}$ : Hauteur d'eau en (m) au-dessus du seuil du déversoir.

$$L = \frac{0.564}{0,37 \cdot (0,24)^{3/2} \sqrt{2.9,81}} = 2.93m$$

On prend la longueur du déversoir :  $L = 3$  m.

### Conclusion

Pour une exploitation rationnelle de notre réseau d'assainissement, il est nécessaire de faire un bon choix des conduites qui le constituent et ceci selon la forme et le matériau par lequel elles sont constituées.

D'autre part, pour faciliter les opérations de curage et assurer une meilleure sécurité à notre réseau, on a procédé à l'implantation et au dimensionnement des divers éléments constitutifs du réseau d'égouts à savoir les trois (03) déversoirs d'orage de type frontal et (01) déversoir d'orage de type latéral.

## **CHAPITRE VIII: GESTION ET EXPLOITATION DES RESEAUX D'EVACUATION**

### **Introduction**

Les interventions d'exploitation, de maintenance et d'entretien des ouvrages d'assainissement sont une réalité quotidienne, qui nécessite des dispositions et des moyens appropriés.

Les contrôles, le curage des réseaux, l'extraction des boues, l'élimination des déchets, la révision des organes électromécaniques, des matériels et des installations sont autant d'opérations indispensables à un fonctionnement normal du système d'assainissement.

Le réseau d'assainissement et l'ensemble des installations associées nécessitent donc une organisation et une planification des moyens pour assurer un entretien périodique, faute de quoi les canalisations s'engorgent ou se dégradent, le matériel se détériore rapidement et la remise en état nécessaire au bon fonctionnement devient de plus en plus coûteuse.

Le choix des investissements en matière d'ouvrages principaux et annexes (canalisations, regards, bouches d'égout, branchements, etc.) a d'ailleurs initialement été effectué dans le souci d'assurer une bonne exploitation.

### **VIII.1. Principe de gestion des réseaux**

La gestion d'un réseau d'assainissement (Bourrier, 1991) a pour principal objet d'assurer :

- La pérennité des ouvrages, par des opérations de conservation.
- L'entretien courant des réseaux et des organes mécaniques par les interventions de nettoyage, dépannage et de maintenance.
- L'exploitation par la régulation des débits: collecte-transfert-traitement.

### **VIII.2. Dispositions et moyens d'investigation**

Pour assurer une organisation convenable d'un service d'entretien et de maintenance, les dispositions suivantes se révèlent particulièrement utiles :

- Faire des prévisions pluriannuelles des moyens en personnels, en matériels et en budget mis à la disposition des services d'études de l'exploitation, des équipes d'actions préventives, des ateliers de réparation et groupes d'entretien.
- Disposer d'un personnel compétent habitué à travailler en équipe. Les services d'entretien font appel, en régie ou en prestations, à des moyens mécanisés (engins de nettoyage, cureuses hydro dynamiques et aspiratrices combinées, etc.), parfaitement adaptés, conçus à partir de l'expérience et des compétences des agents. L'appréhension d'un réseau n'est pas chose facile et la connaissance des équipes d'entretien, qui s'acquiert au fil du temps, est indispensable non seulement pour leurs propres tâches, mais également à tous les niveaux d'études et de gestion des patrimoines.

- Posséder les plans de gestion donnant les caractéristiques des collecteurs et des ouvrages, la localisation exacte des tracés et l'emplacement des regards, plans qui sont à tenir à jour en permanence.
- Connaître toutes les informations utiles relatives aux fonctionnalités et tous les renseignements statistiques annuels intéressant les interventions d'entretien et les réparations effectuées sur le réseau et les ouvrages.
- Gérer les opérations d'exploitation et les coûts qu'elles entraînent ; il convient de définir le minimum d'actions et d'interventions en dessous duquel on ne peut pas descendre sans altérer la qualité du service, qui, pour être efficace, passe par :
  - la connaissance du taux de collecte et de la nature des effluents d'origine domestique, des rejets d'activités, des apports d'eaux parasites, dans le cadre du diagnostic permanent ;
  - la tenue d'un registre des branchements, en regard à la fois des obligations réglementaires, des besoins de facturation et de l'optimisation de la collecte ;
  - la connaissance globale de l'état du réseau et de son évolution, qui permet d'élaborer des programmes cohérents d'entretien et de réhabilitation éventuelle, via un système d'informations géographiques ;
  - la connaissance des techniques d'auscultation, d'entretien, de réfection des ouvrages, des techniques d'injection de produits et des procédés de traitement des matériaux par le biais de chantiers expérimentaux ;
  - la connaissance des applications courantes en matière de nettoyage des bouches d'engouffrement, de curage, de réparation périodique des réseaux et des organes mécaniques par des interventions programmées ;
  - la connaissance des modalités d'exploitation fonctionnelle par des mesures in situ des débits et de la pollution, permettant la régulation des flux et la synchronisation collecte-transit-stockage-restitution-traitement ;
  - la connaissance des valeurs d'exploitation, des coûts et de la gestion proprement dite des personnels et matériels.

### VIII.3. Ouvrages annexes

Sur les réseaux d'eaux pluviales ou d'eaux usées, il est courant de rencontrer différents ouvrages annexes, autres que des conduites, des collecteurs ou des regards, qui ont chacun un rôle bien précis pour le bon fonctionnement de l'ensemble. Les ouvrages annexes les plus courants sont :

- Les séparateurs à hydrocarbures et débourbeurs,
- Les limiteurs et régulateurs de débit,
- Les séparateurs à graisses ou à féculs,
- Les déversoirs d'orage.

### **VIII.3.1. Les séparateurs à hydrocarbures et débourbeurs**

Ce sont des ouvrages placés sur la partie aval d'un réseau reprenant des eaux pluviales chargées en particules lourdes (boues) ou légères (hydrocarbures) provenant principalement de voiries, de parkings ou d'aires de lavage.

Un séparateur peut être uniquement débourbeur, uniquement séparateur à hydrocarbures ou les deux. Le fonctionnement se fait sur le principe de la séparation gravitaire.

### **VIII.3.2. Les limiteurs et régulateurs de débit**

Le concept nouveau de régulation des débits consiste à amener en priorité à la station d'épuration, les débits les plus pollués, à utiliser au besoin la rétention et le stockage.

La nouvelle approche pour appréhender l'exploitation consiste à rechercher tous les moyens de maîtriser les apports, les écoulements et les rejets, en qualité et en quantité.

- 1<sup>ère</sup> action, la plus simple, est la dérivation d'une partie des débits et le déversement dans le cours d'eau le plus proche.
- 2<sup>ème</sup> action est de relier les collecteurs principaux entre eux, dans le but d'utiliser au mieux les capacités disponibles en détournant le flot d'une partie très chargée vers une branche dont il reste des potentialités d'écoulement.
- 3<sup>ème</sup> action consiste à temporiser, par la mise en charge des collecteurs et à augmenter ainsi les temps d'écoulement.

Notons que dans les agglomérations étendues, les rejets des quartiers amont peuvent mettre plusieurs heures à parvenir à la station d'épuration, ce qui donne naturellement un décalage dans le temps des débits de pointe.

L'objectif serait de pratiquer sur tous les réseaux un écrêtement systématique des débits.

L'application efficace des techniques d'écrêtement est d'avoir recours aux bassins de rétention, ou au déversement dans des plans d'eau permanents aménagés à cet effet.

### **VIII.3.3. Les séparateurs à graisses ou à féculés**

Ces séparateurs sont généralement rencontrés sur les réseaux d'eaux usées, généralement en sortie de cuisines. Ils fonctionnent également sur le principe de la décantation tout comme un séparateur d'hydrocarbures. En effet, les effluents arrivent par une conduite, les particules lourdes sont récupérées dans le fond et les graisses surnagent. La conduite de sortie est placée à mi-hauteur pour récupérer des eaux plus « propres ».

### **VIII.3.4. Les déversoirs d'orage**

Ce sont des ouvrages, placés sur un réseau d'eaux pluviales ou unitaire, destinés à laisser passer en direction d'un milieu récepteur (naturel ou bassin), une partie du débit d'orage au-dessus d'un seuil à déterminer. La hauteur de ce seuil conditionnera la valeur du débit à partir duquel les eaux seront évacuées.

### VIII.4. Techniques d'exploitation des réseaux

Les réseaux d'assainissement, qui véhiculent à faible vitesse des débits à temps sec et de petites pluies, nécessitent un curage périodique, pour qu'ils soient protégés des dépôts car le dépôt des matières en suspension, surtout, le sable qui est l'ennemi premier des réseaux d'égouts. Le curage est un moyen de chasser ces derniers. (Bourrier, 1991)

#### VIII.4.1. Méthodes de curage

##### ➤ Méthodes traditionnelles de curage

Un réseau, même parfaitement construit, doit périodiquement être curé pour supprimer les obstructions et maintenir constant l'écoulement de effluents des eaux. En dehors de circonstances particulières, un réseau doit être entièrement curé et nettoyé à priori tous les deux ans ; cela ne comprend pas, bien entendu, les interventions sur les points singuliers et les décanteurs après les orages.

Le matériel utilisé dans le curage traditionnel ou manuel est le crochet et la cuillère, figure VIII.1 et VIII.2.

Le crochet sert à enlève, les particules qui sont accrochées dans les regards.

La cuillère sert à ramasser les dépôts et les particules fines.



Figure. VIII.1: Le crochet



Figure. VIII.2 : La cuillère

##### ➤ Tringle manuel ou mécanique

Le plus simple consiste à déplacer entre deux regards un appareil (curette, boule de curage, vrille ou hérisson) tiré ou poussé par des cannes ou des câbles métalliques. Ces appareils sont manœuvrés à la main, au moyen d'une manivelle ou de treuils mécaniques.

##### ➤ Le débouchage

Pour le débouchage des canalisations non visitables, des appareils plus puissants sont utilisés, Seweroder ou Power Driver, qui sont des brosses flexibles manœuvrées à l'aide de câbles et de treuils électriques.

Ce matériel trouve son utilisation pour tous les travaux de désengorgement des embranchements.

➤ **Le curage par boule**

Ce procédé est utilisé pour le curage de grands émissaires non visitables constamment en charge. Une boule en bois dur, d'un diamètre légèrement inférieur au diamètre de la canalisation à curer, sous la pression du courant se déplace vers l'aval et entraîne les dépôts vers le regard ; à partir de cet ouvrage, on retire les boues.

➤ **Les cureuses hydrodynamiques**

Les méthodes d'entretien mécanisé ont été élaborées depuis plusieurs décennies en vue :

- ✓ D'améliorer considérablement l'efficacité de l'entretien et le rendement en mécanisant les travaux ;
- ✓ D'éviter que le personnel descende dans les regards et soit en contact avec les boues à extraire ;
- ✓ D'éviter que les matières extraites ne souillent les chaussées et propagent des nuisances.

Le travail de curage s'effectue de l'aval vers l'amont.

L'entraînement de boues se fait jusqu'au regard aval et, après son obturation, les boues sont aspirées à l'aide d'une aspiratrice.

L'efficacité du jet est inversement proportionnelle au diamètre du collecteur, les canalisations sont nettoyées jusqu'à 0,80 m de diamètre.

Une équipe peut curer par jour plusieurs centaines de mètres (500m environ), sous réserve que les réseaux soient périodiquement entretenus. En réseau séparatif, la vitesse de travail est particulièrement élevée du fait du faible diamètre des canalisations et de la nature des dépôts.

➤ **Les aspiratrices**

Les aspiratrices de boues sont des véhicules spéciaux complémentaires des cureuses hydrodynamiques. Elles sont équipées d'une cuve à boues à 15 m<sup>3</sup>. Cette cuve est mise en dépression par pompe à air aspirant 200 à 500 m<sup>3</sup>/h sous pression de 0.7 bar.

Les boues sont aspirées par un tuyau suspendu à une potence articulée, le travail peut s'exécuter malgré le stationnement des véhicules sur la voirie, quand il n'y a pas de solidification excessive des boues.

Il faut noter qu'un entretien curatif d'un réseau en état nécessite, un curage - rinçage en urgence, pour assurer l'écoulement normal des eaux et qu'un entretien préventif demande simplement un curage –rinçage une fois par ans.

➤ **Combinés cureuses – aspiratrices**

Ce sont des matériels de curage qui regroupent sur un véhicule unique la cureuse hydrodynamique aspiratrice. Ces équipements sont efficaces pour nettoyage des collecteurs

des petites agglomérations, car ils aspirent les matières entraînées par hydro - curage au fur et à mesure de l'avancement des boues. Cela évite la formation de nouveau bouchon à l'aval, ce qui représente un meilleur travail et un gain de temps.

➤ **Curage des collecteurs visitables**

En présence de collecteurs unitaires de gros diamètres, divers moyens sont disposés pour l'exécution des curages de ces conduites sur l'utilisation de l'eau en provoquant des effets de chasse. Ces appareils sont de véritables vannes mobiles, très souvent en bois, qui épousent la forme de la cuvette.

L'avantage de ces engins est de ne pas nécessiter d'apport de débit important pour maintenir la perte de charge nécessaire.

Par exemple en France, la technique de l'hydro-curage sur tous les ouvrages d'accès difficile est utilisée. Lorsque les dépôts atteignent plus de 50cm de hauteur, des treuils de scrappage sont mis en place.

#### **VIII 4.2. La ventilation des réseaux**

La présence de l'air dans les réseaux et ouvrages est la meilleure garantie contre la fermentation putride des matières dont les eaux sont chargées. Par une inspection régulière, chaque trimestre, il faut veiller à ce que :

- Les tampons de regards soient munis d'orifices non obstrués ;
- Les bouches sous chaussées soient nettoyées ;
- Les tuyaux de chute et de descente des immeubles aient une ventilation primaire à l'air libre.

#### **VIII.4.3. L'entretien des bouches d'engouffrement**

Le curage des bouches d'engouffrement doit avoir un caractère systématique et préventif. Les périodiques d'intervention sont fonction des conditions locales. Un aspirateur à boue permet la vidange de 60 à 100 bouches par jour respectivement en un ou deux postes, de manière à utiliser au mieux le matériel spécialisés.

#### **VIII.4.4. Approche optimisée du curage**

L'accumulation des dépôts, si son niveau n'est pas important, peut être supportable ; c'est le cas général, qui n'exige pas impérativement un curage.

Le curage préventif peut se programmer, selon le type de réseau ou d'ouvrage et le contexte, à l'échelle annuelle, voir plus souvent, par exemple :

- Les secteurs critiques, ou les avaloirs et réseaux nécessitent à l'entrée ou à la sortie de l'hiver des interventions ;
- Les réseaux et ouvrages de dessablement, où un ensablement périodique est attendu, entraînent une périodicité d'intervention obligatoire.

Il apparaît qu'un mode de curage performant doit intervenir sur :

- L'apparition des dépôts par une sédimentation prolongée et de créer des problèmes de corrosion par fermentation anaérobies ;
- Les causes de l'ensablement dans des conditions particulières localisées par des singularités : changement de section, zone d'eaux mortes, pente faible, surélévation du plan d'eau à l'aval, mise en charge, etc ;
- En général, on peut se fonder, en réseau eaux usées, sur un volume de 5 à 10 litres par usager et par an, et en connaissant la quantité à la station d'épuration, on peut estimer la quantité piégée en réseau.

En réseau, on évalue à 0,1 g/l de MES minérales par temps sec et à 0,3 g/l par temps de pluie.

### **VIII.5. Les travaux de gestionnaire**

Les travaux principaux pour mener à bien une gestion sont :

#### ➤ **La connaissance du réseau**

La première condition pour gérer au mieux un système d'assainissement est de connaître :

- Le tracé exact de celui-ci ;
- Toutes ses caractéristiques hydrauliques (débits, vitesse, etc.) ;
- Toutes ses caractéristiques topographiques (pente, côte, etc.)

#### ➤ **La surveillance du réseau**

Elle se fait en continue par des opérations d'inspection périodiques et qu'on double après chaque évènement exceptionnel (inondation, pluie torrentielle). (Bourrier, 1991)

### **VIII.5.1. Programme périodique d'entretien**

Dans tous les domaines, il vaut mieux prévenir que guérir. Cela conduit naturellement le gestionnaire à établir un véritable programme d'entretien se rapportant à l'ensemble des équipements, en s'accrochant sur les pièces les plus vulnérables (déversoirs, tronçons de conduites ou les vitesses d'eau peuvent engendrer des dépôts.)

### **VIII.5.2 Les travaux spécifiques et les moyens d'exploitation**

Ils sont relatifs aux réseaux d'assainissement et se rapportent à :

- Leur désodorisation ;
- La détection des eaux parasites ;
- La détection des fuites ;
- Leur réhabilitation ;

- Lutte contre la corrosion e l'H<sub>2</sub>S ;
- Rénovation des joints et des conduites défectueuses.

➤ **Désodorisation**

Le réseau d'égouts est un milieu favorable au développement bactérien. Ce dernier étant du type soit :

- Aérobie, avec présence d'oxygène dissout ;
- Anaérobie, absence d'oxygène dissout.

La fermentation anaérobie est une cause de :

- Dégagement de mauvaise odeur (hydrogène sulfuré) ;
- Corrosion : action de l'acide sulfurique formé par l'oxydation biochimique des sulfures avec l'oxygène atmosphérique.

Dans le cas de canalisations sous pression, celles-ci sont le siège de fermentations anaérobies : lors de la remise en contact des affluents avec l'atmosphère, il peut y avoir de fortes émanations d'hydrogène sulfuré (H<sub>2</sub>S) engendrant une nuisance importante.

Afin de lutter contre l'effet corrosif de H<sub>2</sub>S, il existe deux types de remède :

**\*Remède hydraulique**

- Rinçage périodique des conduites gravitaires ;
- Réduction des temps de séjour ;
- Eviter les écoulements en charge.

**\*Remède chimique**

- L'oxygène liquide ;
- Peroxyde d'hydrogène (méthode très chère). ;

➤ **Détection d'eaux parasites**

\* *Eau parasites* : on trouve

➤ **Les eaux toxiques**

D'origine industrielle, elles résultent de rejets non conformes à la réglementation et sont généralement la cause d'un entretien défectueux des stations de prétraitement. Quatre types d'impact peuvent être décelés sur :

- Le fonctionnement des stations d'épuration ;
- Les réseaux d'assainissement ;
- La qualité du milieu naturel ;
- La sécurité du personnel égoutier.

En ce qui concerne les stations d'épuration, les conséquences peuvent être :

- ❖ Financières si, lors de la création, il est pris en compte des effluents dilués par des apports qui ne demandent aucune épuration ;
- ❖ Quantitatives, quand la toxicité de certains rejets perturbe, où même annule l'efficacité du traitement ;

L'impact sur les réseaux eux-mêmes peut-être de deux ordres :

- Insuffisance de la capacité des collecteurs ;
  - Usure ou dégradation accélérée des canalisations en cas d'introduction d'effluents corrosifs.
- **Les eaux claires**

Résultant soit de l'infiltration dans les réseaux de la nappe phréatique, en raison de son manque d'étanchéité, soit de l'introduction d'eaux pluviales par suite d'erreurs de branchement.

#### \* Méthodes de détection des eaux parasites

Les principales méthodes de détection des eaux parasites peuvent être classées comme suit :

- Visites de terrain et mesures instantanées : une enquête sur le terrain peut permettre la recherche des apports extérieurs : sources, fossés, etc.
- Contrôle par dispositif fumogène : par cette méthode, il est possible de détecter les raccordements non conformes de branchements d'eaux pluviales dans les réseaux d'eaux usées, en système séparatif.

A cet effet, un tronçon de canalisation est isolé et après avoir insufflé de la fumée, les éventuels points de réparation de celle-ci sont repéré et ce tant dans le domaine privé que public.

- Contrôle par injection de colorant : c'est une méthode ancienne, dans laquelle les colorants utilisés sont la rhodamine ou la fluorescéine excitée par lampe à rayonnement UV.

Il nécessite néanmoins des contrôles systématiques des branchements, publics ou privés, à tester. Dans le cas de contrôle chez les riverains, un colorant est injecté dans tous les appareils sanitaires sans exception.

- Inspection télévisée : le diagnostic des désordres constatés sur les canalisations non visitables est extrêmement difficile. Il est pratiquement impossible d'avoir une vue directe pour examen par source lumineuse et miroir, sur un tronçon de canalisation entre deux regards espacés de 40 à 50 mètres, lorsque le diamètre est inférieur à 600 millimètres ou lorsqu'une anomalie est décelée au passage d'un engin de curage. On ne peut pas savoir

s'il s'agit d'un joint dégradé, d'une fissure, d'un branchement particulier en saillie, d'un dépôt incrustant ou d'un corps étranger.

L'inspection des égouts non visitables est possible par l'utilisation des circuits fermés de télévision.

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 :

- La détection rapide de la nature des anomalies ainsi que leur repérage précis ;
- Le suivi de l'évolution des matériaux constitutifs des tuyaux ;
- La validité dans le temps des techniques de pose de canalisation ;
- 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 ;
- Le contrôle de l'efficacité des têtes d'hydrocurage et la détermination du matériel le mieux adapté au nettoyage en fonction des déchets perturbant.

#### ➤ **Détection des fuites**

Les causes principales des fuites sont :

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

#### ➤ **Réhabilitation des réseaux**

Un réseau d'assainissement est considéré comme inexploitable lorsque les préjudices qu'il cause au milieu naturel ou aux citoyens ne sont plus tolérables, dans un tel cas on a deux choix : soit le réparer ou le changer. Le remplacement d'un réseau d'assainissement s'avère très coûteux et les travaux de réalisation causent beaucoup plus de désagrément que lors de la réparation. Les travaux de réhabilitation que, peut entreprendre le gestionnaire est le rétablissement d'un ouvrage détérioré, afin de remplir à nouveau et dans les conditions normales d'usage ses fonctions initiales.

#### **\* Techniques de réhabilitation**

Jusqu'à un passé récent, la réhabilitation de l'état d'un tronçon détérioré s'effectuait par le remplacement de la canalisation. Le coût et la gêne causée ont amplement contribué au développement de nouvelles techniques.

- Le fraisage des obstacles intérieurs :

C'est une opération destinée à l'élimination des racines d'arbres qui s'introduisent par les joints, l'opération est effectuée par une brosse circulaire dure qu'est actionnée par un mouvement de rotation autour d'un axe horizontal ;

- Le tubage intérieur :

Cette technique est adoptée pour les conduites ayant un diamètre de 1000 mm ou plus. Son principe consiste à placer des tuyaux à l'intérieur de la canalisation. L'assemblage se fait par collage, par emboîtement, par joint caoutchouc ;

- Le grainage intérieur :

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

- L'injection de produits colmatant :

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

- Le chemisage extérieur

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

**\* Principe de procédés**

***Technique d'injection***

L'étanchement des joints peut être obtenu de l'intérieur par injection de résine, mais aussi à partir de la surface pour combler les vides, (Figure. VIII.3).

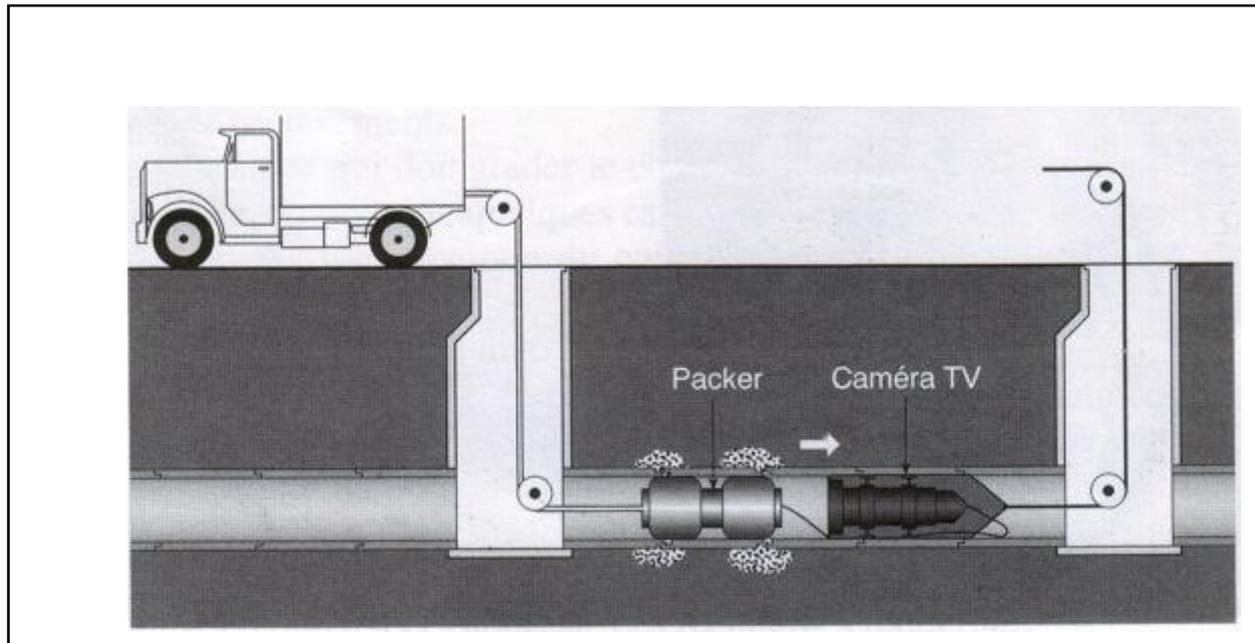


Figure. VIII.3 : Technique d'injection de résine

#### Avantages

- Introduire du matériel par des regards ;
- Possibilité de vérifier l'étanchéité du joint ;
- Mise en œuvre compatible avec des infiltrations limitées ;
- Mise en œuvre rapide et possible même en présence d'écoulement.

#### Inconvénients

- Equipement sophistiqué ;
- Réhabilitation souvent peu structurante et locale ;
- Peu utilisable sur pvc et polyéthylène ;
- Traitement difficile à proximité des regards.

#### \*Technique de chemisage

##### *Méthode par inversion*

Cette méthode consiste à introduire par retournement une gaine imprégnée de résine à partir d'un regard de visite. La masse de la colonne d'eau ou la pression d'air chaud assurent à la fois l'avancement de la gaine, son plaquage contre l'ancienne paroi et la polymérisation de la résine, (Figure. VIII .4).

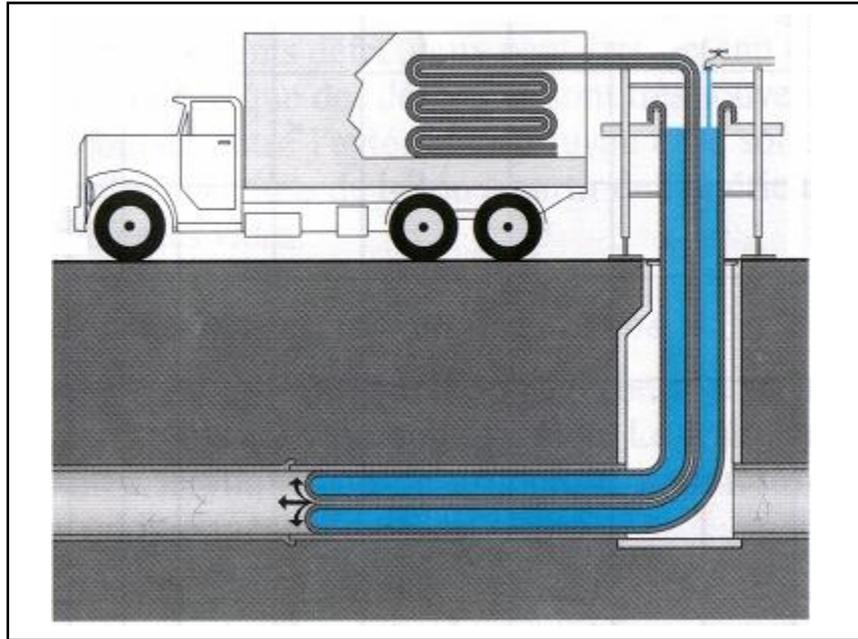


Figure. VIII.4 : Gainage de canalisation

***Méthode par tractage***

La mise en place de la gaine se fait à l'aide d'un treuil qui tracte la gaine à partir du regard suivant. La mise en pression est en suite réalisée pendant la durée de réalisation.

**Avantages**

- Pas de fouille ;
- Applicable à une gamme variée de cas ;
- Rénovation structurante sans réduction importante de diamètre ;
- Bonne résistance des matériaux ;
- Mise hors d'eau nécessaire.

**Inconvénients**

- Reproduction des défauts dans l'ancienne canalisation ;
- Reprise de pathologie pas très important ;
- Mise hors d'eau nécessaire.

***\*Technique de tubage***

Cette technique consiste à mettre en place une nouvelle canalisation dans le tuyau par tractage ou poussage d'éléments assemblés, (Figure VII.5).

**Avantages**

- La mise en place est rapide ;
- La mise hors de l'eau n'est pas toujours nécessaire.

### Inconvénients

- Réduction de la section et de la qualité de l'écoulement.

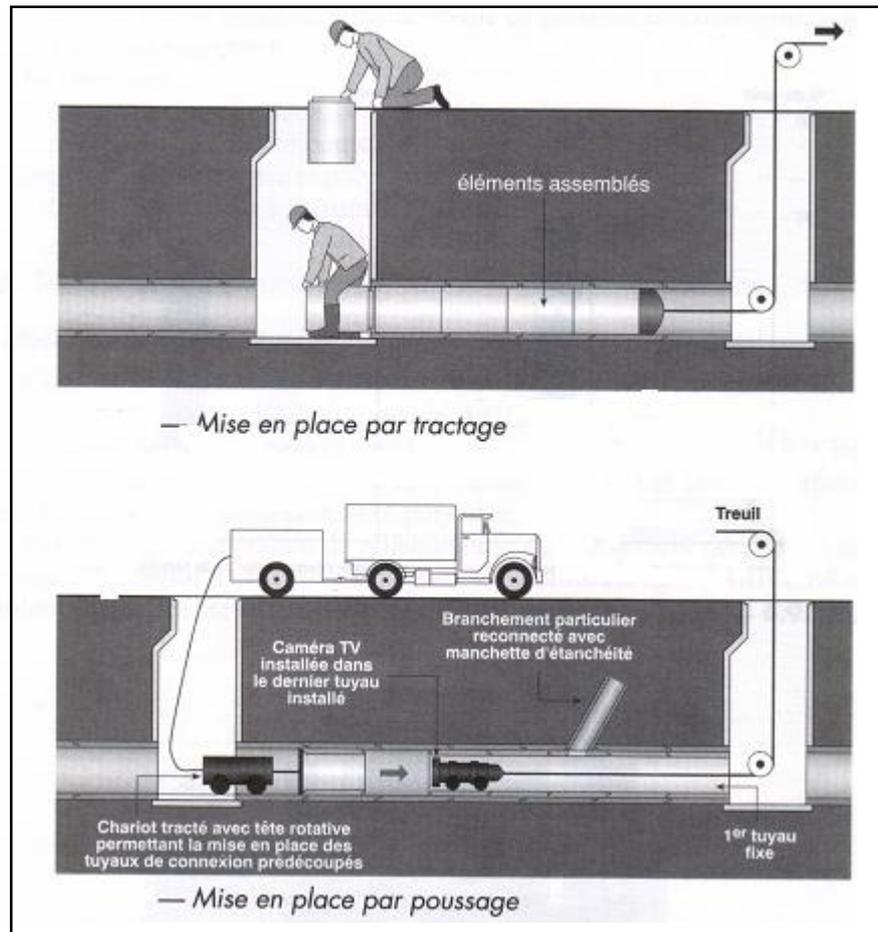


Figure. VIII.5 : Technique de tubage

#### ➤ Lutte contre les H<sub>2</sub>S

Comme les conduites de notre réseau sont en béton qu'est un matériau plus sensible à l'attaque de l'acide sulfurée, il faut empêcher la formation de ce dernier par des moyens hydrauliques ou chimiques qu'on a cité précédemment.

#### ➤ Rénovation des joints et des conduites défectueuses

Dans la majeure partie des cas, lorsqu'un élément défectueux est détecté, il est réparé, mais l'expérience a montré qu'il est préférable de le changer. Pour travailler à sec lors de la réparation du réseau, un coussin gonflable sert d'obturateur est utilisé.

### VIII.6. Gestion informatique du réseau

Pour une bonne gestion, il n'y a pas mieux qu'une gestion informatisée, mais pour pouvoir la faire il faut une connaissance totale du réseau et son comportement dans différentes situations (temps sec et temps de pluie), facilite le travail.

La première chose à faire est d'entreprendre une campagne de mesure pour créer une banque de données qui servira de référence aux événements futurs, afin de détecter chaque

fonctionnement anormal du réseau. Pour perfectionner ce système on peut placer des capteurs de plusieurs paramètres (débits, vitesse, ...etc.), sont placés au niveau des points les plus sensibles du réseau, qui seront connectés à des commandes automatiques ou semi-automatiques à distance, (Bourrier, 1991).

### VIII.7. Application sur le cas réel

D'après Bourrier, (1991) gérer un réseau d'assainissement, c'est effectuer des opérations qui permettent de conserver le potentiel du matériel et d'assurer la continuité et la qualité de la production tel que :

- La maintenance, l'entretien et la bonne exploitation des ouvrages et des équipements ;
- Le gestionnaire se doit une surveillance particulière du réseau afin de veiller au bon fonctionnement de ce dernier et éviter tout risque de dysfonctionnement.
- Pour mener à bien notre gestion du système d'évacuation de la ville de Zeghaia, on a proposé d'entamer notre étude en effectuant des principales opérations qui sont :
  - Inspection et diagnostic du réseau ; c'est-à-dire la vérification du bon fonctionnement ;
  - Solution apportées à l'amélioration du système d'évacuation, c'est-à-dire : les opérations de remise en état (remplacement, renouvellement et réhabilitation des portions du réseau), ou encore, les opérations de maintien en état, d'entretien et de curage du réseau.

#### VIII.7.1. Inspection et diagnostic

Après une visite effectuée sur terrain sur le fonctionnement des collecteurs et des ouvrages existants au niveau du réseau d'assainissement de la commune de Zeghaia, des constatations ont pu être établies sur le terrain, à savoir :

- **Au niveau des collecteurs**  
Lors de notre diagnostic, plusieurs anomalies ont été détectées au niveau du collecteur, donc il ne fonctionne pas très bien.
- **Au niveau des regards**  
Lors de notre sortie, 42 regards ont été visités. Les problèmes majeurs qui dominent l'état de l'ensemble de ces regards sont :
  - Regards sans tampons ;
  - Regards enfouis, qui sont soit goudronnés ou remblayés ;
  - Regards sans échelle.
- **Au niveau des bouches d'égout**  
Vu que les bouches d'égout sont munies de cuvettes de décantation qui retiennent une grande partie des matières denses, ces dernières s'accumulent au fil du temps et causent l'engorgement des conduites.  
Il est à signaler que l'état d'obstruction provoquée par les matières entraînées par le ruissellement et s'opposent à l'absorption partielle ou totale des effluents d'où l'inondation des chaussées.

➤ **Autres désordres :**

Vu que le réseau d'assainissement de la ville de Zeghaia est du type unitaire, il n'exige qu'un seul collecteur.

Ce système présente des inconvénients qui se présentent comme suit :

- Par temps de pluie, tout le flux de pollution est déversé au milieu naturel (oued) qui est ainsi inévitablement pollué.
- La figure suivante nous montre la pollution très avancée de l'oued.



Figure. VIII.6. : Rejets dans les cours d'eau

### VIII.7.2. Solutions à l'amélioration du système d'évacuation

#### VIII.7.2.1. Opérations d'entretien et de curage des éléments du réseau

➤ **Les regards**

On propose ce qui suit :

- ❖ La réhabilitation de l'ensemble des regards qui sont enfouies (soit goudronné, soit remblayés) ;
- ❖ Nettoyage des différents regards qui sont remplis de débris, d'ordure et de les doter de tampon pour éviter tout risque de colmatage par différents objets ;
- ❖ Un curage périodique doit être effectué pour l'ensemble des regards par des engins de curage (aspiratrice et autre).

➤ **Les bouches d'égout**

Pour l'amélioration de l'état des bouches d'égout, on propose leur curage. Le curage des bouches d'égouts est généralement exécuté par une aspiratrice dont l'utilisation est par des agents de manutention qui procèdent aux opérations de curage :

- Ouverture de tampon à l'aide d'une barre à mine ;
- Enlèvement des déchets volumineux avec la drague et dépôts dans les bacs de récupération ;
- Nettoyage des abords immédiats ;
- Aspiration avec la perche des produits décantés avec l'aspiration et envoi d'eau sous pression, si les matières sont sèches ;
- Fermeture du tampon

#### VIII.7.2.2. Appareils de mesures

Grâce à la nouvelle technologie, l'exploitant peut être équipé des appareils de mesures, qui permettent de mesurer les débits sur terrain et qui permettent à l'exploitant d'avoir plus de détail sur les caractéristiques hydrauliques dans la conduite, parmi ces appareils de mesures, à citer :

➔ Mainstream IV

C'est une sonde destinée à réaliser et enregistrer une mesure de débits sur les canalisations et les canaux ouverts partiellement remplis ou en charge.

Il est particulièrement adapté :

- Au diagnostic de réseau eaux usées et eaux pluviales.
- Aux mesures d'eaux claires parasites, par sa qualité de signal sur les faibles vitesses : mesures objectives à 4cm/s, (Figure. VIII.8).



Figure. VIII.7 : Mainstream IV

### VIII.8. Propositions et recommandations

A cette étape de notre travail, des propositions et des recommandations sont envisagées pour l'amélioration du système d'évacuation de la ville de Zeghaia.

#### VIII.8.1. Propositions

##### VIII.8.1.1. Du point de vue conception

L'étude du diagnostic du système d'évacuation nous a permis de déceler les différents dysfonctionnements existants et par conséquent proposer des solutions et des corrections.

De se fait pour améliorer le réseau d'assainissement de la ville de Zeghaia les propositions suivantes sont à envisager (Rebati, 2006) :

- Changement du tracé du collecteur qui passe sous les bâtiments industriels ;
- Nettoyage des regards de tous les déchets et les doter de tampons ainsi que des échelons ;
- Procéder à l'ouverture des regards qui sont goudronnés ou enfuies pour les mettre en état de fonctionnement ;
- Les regards et les bouches d'égouts doivent être curés périodiquement de tous les déchets qui peuvent perturber l'écoulement en engendrer des problèmes laborieux sur le don fonctionnement du réseau ;

- Etablir une bonne gestion de l'ensemble du système d'évacuation afin d'améliorer le fonctionnement du réseau et de préserver la pérennité des ouvrages existants ;
- Tenir compte des débits d'eaux pluviales qui arrivent à la ville ;
- La réhabilitation de la station d'épuration, pour éviter la pollution de la nappe et préserver les cours d'eau.

#### **VIII.8.1.2. Méthode de lutte au sein du réseau**

##### ➤ **L'entretien périodique**

L'entretien périodique demeure une solution incontestable pour préserver le plus longtemps possible le bon fonctionnement d'un réseau d'assainissement. Il consiste à mener des opérations de curage à des intervalles de temps donnés. Cela permettant d'éviter la formation de tout obstacle pouvant gêner l'écoulement et aussi d'éviter l'effet agressif que subit le matériau constitutif des collecteurs.

Lorsque des agents agressifs (chimiques) restent longtemps en contact avec la paroi intérieure (c'est-à-dire lorsque les dépôts restent trop longtemps en place).

D'après les principales remarques constatées au niveau de notre réseau, les principales opérations d'entretien sont :

- Le curage ;
- L'extraction des boues ;

L'ensemble des regards, bouches d'égout doivent être obligatoirement curés avant les premières pluies de l'automne.

##### ➤ **La ventilation des réseaux**

La présence de l'air dans les réseaux et ouvrages est la meilleure garantie contre la fermentation des matériaux dont les eaux sont chargées, ainsi le remède au problème de mauvaise odeur sera réglé. Pour cela il faut veiller par inspection régulière, chaque trimestre à ce que :

- Les tampons de regards soient munis d'orifice non obstrués ;
- Les bouches d'égouts sous chaussées soient nettoyées ;
- Les tuyaux de chute et de descente des immeubles aient une ventilation primaire à l'air libre.

##### ➤ **En matière de rejet urbain**

Pour le problème de pollution au niveau des oueds le traitement des eaux polluées a pour particularité de :

- Sauvegarder la qualité du milieu naturel et en particulier celles des eaux superficielles et souterraines ;
- Eliminer les nuisances en supprimant les eaux stagnantes (insectes, odeur,...).

La meilleure façon d'éviter la pollution consiste à isoler les rejets responsables et les neutraliser. Cela peut se faire par un stockage préalable ou par un prétraitement avant le rejet dans le milieu naturel, ce qui suppose une réglementation et un organisme de contrôle.

### ➤ **Installation des ouvrages annexes**

L'absence ou l'insuffisance des ouvrages annexes contribue à la réduction de la durée de vie du réseau. Il participe au réseau au même titre que le collecteur.

Le concepteur doit prévoir suffisamment d'ouvrages appropriés au besoin, nous citons : les avaloirs, dessaleurs, bassins pièges, bassin de stockage et les déversoirs d'orages afin de réduire l'effet de pollution dans le milieu naturel.

### **VIII.8.2 Recommandations**

Pour la bonne gestion et exploitation de notre réseau nous recommandons ce qui suit :

- Préparation des tournées de contrôle qui visent à vérifier le bon fonctionnement du réseau et les installations d'assainissement ;
- Faire une étude diagnostic afin de relever les travaux d'encrassement et des anomalies, en effectuant des différentes enquêtes s'appuyant sur diverses techniques telles que :
  - Les essais à la fumée, ou par injection de colorant.
  - Les visites pédestres des collecteurs.
- Programmation des tournées de curage et de réparation ;
- Rédiger un rapport pour enregistrer les travaux de curage et de réparation effectués, qui vise à la vérification régulière des collecteurs et des ouvrages existants ;
- Etablir un carnet d'entretien du réseau ;
- Prévoir les bassins de retenus d'eau pluviale pour le reste du débit pluviale ;
- Etant donnée la présence de deux oueds, il faut prévoir des déversoirs types bay-pass pour le rejet du débit afin de décharger les collecteurs d'aval ;
- Vu la pente constatée au niveau de la carte topographique, suivant la limite d'agglomération, il faut prévoir un canal comme ceinture de protection contre les ruissellements vers la zone habitée ;
- Il faut établir un système d'information géographique (S.I.G) pour la bonne gestion du réseau, et pour détecter les anomalies que rencontre le réseau.

### **Conclusion**

Les réseaux d'assainissement et l'ensemble des installations associées nécessitent donc une organisation, une gestion prévisionnelle et une planification des moyens pour assurer les inspections, les interventions d'entretien périodique, ...etc, faute de quoi les canalisations s'engorgent ou se dégradent, les matériels se détériorent rapidement et leur remise en état nécessaire au bon fonctionnement deviennent de plus en plus coûteuses.

Ainsi, vouloir gérer comprend quatre objectifs essentiels :

- Maximiser la collecte de pollution et la protection des milieux naturels ;
- Maximiser les capacités disponibles des ouvrages et installations ;
- Minimiser les dysfonctionnements et carence ;
- Minimiser les coûts d'investissement et d'exploitation.

## CHAPITRE IX : ORGANISATION DE CHANTIER

### Introduction

La réalisation d'un système d'assainissement est régie par les lois auxquelles sont soumis tous chantiers se trouvant dans la nature, en milieu urbain soient ils ou en milieu rural.

Pour une réalisation optimale il faut suivre les règles de l'organisation du chantier en général. La méthode la plus utilisée est la méthode CPM « Critical Path Méthode », c'est une méthode qui consiste à réduire les temps de réalisation, les coûts et augmenter le rendement du travail. Elle se base sur l'établissement d'un réseau qui traduit la succession des opérations constituant le projet en question. A la fin on obtient ce qu'on appelle le chemin critique.

### IX.1. Exécution des travaux

Les principales étapes à exécuter pour la pose des canalisations sont :

- Vérification, manutention des conduites ;
- Décapage de la couche du goudron (si elle existe) ;
- Emplacement des jalons des piquets (piquetage) ;
- Exécution des tranchées et des fouilles pour les regards ;
- Aménagement du lit de pose ;
- La mise en place des conduites ;
- Assemblage des tuyaux ;
- Faire les essais d'étanchéité pour les conduites et les joints ;
- Construction des regards ;
- Remblai des tranchées.

#### IX.1.1. Décapage de la couche végétale

L'opération se fait par un doser sur une couche de 10 cm. Le volume V de terre décapée est :

$$V = bHL \text{ (m}^3\text{)}$$

Avec :

H : Epaisseur de la couche végétale.

b : Largeur de la couche végétale.

L : Longueur totale de tranché

### IX.1.2. Emplacement des jalons des piquets (piquetage)

Suivant les tracés du plan de masse, les jalons des piquets doivent être placés dans chaque point d'emplacement d'un regard à chaque changement de direction ou de pente et à chaque branchement ou jonction de canalisation.

### IX.1.3. L'exécution des fouilles pour les regards et les tranchées

Le mode d'exécution en fouille ouverte, en tranchée, est le plus fréquemment utilisé lors de la construction des collecteurs urbains,

la profondeur de la tranchée est pratiquement toujours imposée par des conditions d'axe hydraulique ou de croisement d'ouvrages existants.

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.

L'exécution des fouilles pour les regards et les tranchées est réalisée par une pelle mécanique équipée en rétro de l'aval vers l'amont du réseau.

- **Pour les collecteurs en terrain naturel.**

- a) Profondeur de la tranchée**

$$H = e + D + h \text{ (m)}$$

Avec :

H : Profondeur de la tranchée.

e : Epaisseur du lit de sable.

D : Diamètre de la conduite.

h : Hauteur du remblai.

- b) Largeur de la tranchée**

$$B = D + 2C$$

Avec : B : Largeur de la fouille au fond.

D : Diamètre de la conduite.

C : Espacement entre les parois de la tranchée et la conduite (C = 0,3 m)

### IX.1.4. Aménagement du lit de pose

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.

### IX.1.5. Exécution des regards

Les regards sont généralement de forme carrée dont les dimensions varient en fonction des collecteurs. La profondeur et l'épaisseur varient d'un regard à un autre.

L'emplacement, la numérotation et les distances entre les regards sont portés sur les plans du tracé et les profils en long.

Les différentes étapes d'exécution d'un regard sont les suivantes :

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

### IX.1.6. Exécution des déversoirs d'orage

Après avoir décapé la couche végétale, une opération de piquetage est indispensable avant de commencer les travaux.

Il est nécessaire que les coffrages aient une raideur suffisante pour résister à la pression du béton, surtout au cours de la vibration. Le démontage des coffrages doit se faire sans destruction du béton.

### IX.1.7. Remblaiement et compactage de la tranchée

Après avoir effectué la pose des canalisations dans les tranchées, un remblayage de qualité est nécessaire sur une certaine hauteur au-dessus de la génératrice supérieure pour assurer, d'une part la transmission régulière des charges agissant sur la canalisation et, d'autre part, sa protection contre tout dégât lors de l'exécution du remblai supérieur.

\* **Remarque :** Lors du compactage il faut appliquer une force qui n'excède pas à la charge maximale que peut supporter la canalisation.

## IX.2. Planification des travaux

Elle consiste à chercher constamment la meilleure façon d'utiliser avec économie la main d'œuvre et les autres moyens de mise en œuvre pour assurer l'efficacité de l'action à entreprendre, elle consiste en :

- installation des postes de travail ;
- observations instantanées ;
- analyse des tâches ;
- le chronométrage ;
- définition des objectifs et des attributions.

- **Techniques de la planification**

Il existe deux principales méthodes de planification à savoir :

- Méthodes basées sur le réseau ;
- Méthodes basées sur le graphique.

Remarque : Dans notre étude on va utiliser la méthode basée sur le réseau.

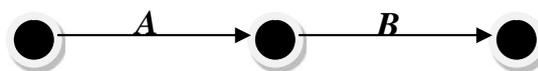
- **Méthodes basées sur le réseau**

### Définition du réseau

Le réseau : est une représentation graphique d'un projet qui permet d'indiquer la relation entre les différentes opérations qui peuvent être successives, simultanées, convergentes et la durée de réalisation. On distingue deux types de réseaux :

#### A. Réseau à flèches

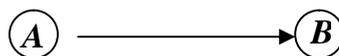
L'opération est représentée par une flèche et la succession des opérations par des nœuds.



L'opération A précède l'opération B

#### B. Réseau à noeuds

L'opération est représentée par un nœud et la succession des opérations par des flèches.



L'opération (B) ne peut commencer que si l'opération (A) est complètement achevée.

## IX.3 Les paramètres de la méthode C.P.M

Les paramètres indispensables dans l'exécution de cette méthode sont les suivants :

<b>CP</b>	<b>TR</b>
<b>DFP</b>	<b>DCPP</b>
<b>DFPP</b>	<b>MT</b>

Avec :

- TR** : Temps de réalisation ;
- DCP** : Date de commencement au plus tôt ;
- DCPP** : Date de commencement au plus tard ;
- DFP** : Date de finition au plus tôt ;
- DFPP** : Date de finition au plus tar;
- MT** : Marge totale.

et :

$$\begin{aligned} \text{DFP} \geq \text{DCP} < \text{TR} \\ \text{DCPP} \geq \text{DFPP} > \text{TR} \end{aligned}$$

**Chemin critique (C.C)**

C'est le chemin qui donne la durée totale du projet (DTR) reliant les opérations possédant la marge totale nulle (0).

Donc pour retrouver un chemin critique, il suffit de vérifier la double condition suivante :

$$\text{C.C} \iff \text{MT} \geq 0 \text{ et } \text{TR}_{\text{C.C}} \geq \text{D.T.P}$$

**IX.3.1 Attribution des durées de chaque opération**

Pour l'attribution du temps, il est nécessaire de se baser sur deux points :

- Le nombre de ressources (moyens humains et matériels) ;
- Dimensions du projet.

En utilisant les normes **C.N.A.T**, on pourra appliquer la formule suivante:

$$T \geq \frac{Q \cdot N}{n}$$

- Avec :
- { Q = Quantité de travail
  - { N = Rendement
  - { n = Nombre d'équipes

**IX.3.2 Elaboration du réseau selon la méthode CPM**

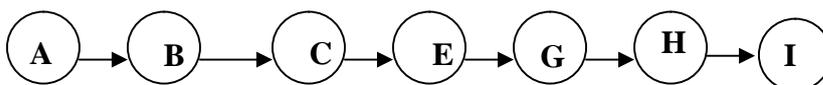
La méthode du *CPM* est une méthode de planification, elle a pour objectif de réduire le temps et le coût de réalisation de projet et augmenter le rendement du travail. Pour la construction du réseau il faut d'abord établir les différentes tâches des travaux. Ces derniers sont les suivantes :

- A. Décapage de la couche de terre.
- B. Piquetage.
- C. Exécution des tranchées et des fouilles pour les regards.
- D. Aménagement du lit de pose.
- E. Mise en place des canalisations en tranchée.
- F. Assemblage des Conduite.
- G. Construction des regards.
- H. Remblai des tranchées.
- I. Travaux de finition.

Tableau. IX.1 : Détermination des chemins critiques

OPERATION	TR (jours)	DP		DPP		MT
		DCP	DFP	DCPP	DFPP	
A	35	0	35	0	35	0
B	25	35	60	35	60	0
C	95	60	155	60	155	0
D	20	60	80	135	155	75
E	33	155	188	155	188	0
F	12	188	200	271	283	83
G	95	188	283	188	283	0
H	30	283	313	283	313	0
I	20	313	333	313	333	0

Le chemin qui donne la durée totale du projet (DTR) reliant les opérations possédant la marge totale nulle (0) est donné par le chemin suivant:



$$DTR = \sum TR = 333 \text{ jours .}$$

#### IX.4. Devis quantitatif et estimatif

Le calcul du devis quantitatif et estimatif permet d'effectuer une estimation du coût de notre projet, il est utile également dans le cas de choix entre deux ou plusieurs variantes c'est-à-dire faire une étude technico-économique.

L'estimation est réalisée au stade du schéma de principe, par mètre linéaire de canalisation posée.

Les différentes opérations effectuées sont :

- Travaux de décapage à grande masse ;
- Travaux de décapage de la tranchée ;
- Fourniture et pose de lit de sable ;
- Fourniture et pose des buses en béton armé ;
- L'exécution des regards de chute, de visite ou de jonction ;
- Travaux de remblai de la tranchée ;
- Transport des terres excédentaires.

##### IX.4.1. Détermination des différents volumes

###### IX.4.1.1. Volumes des déblais des tranchées « $V_p$ »

###### a) Forme rectangulaire :

Le volume des déblais des tranchées «  $V_p$  » pour ce type de tranchée est donné par la relation suivante :

$$V_p = b \cdot L \cdot H_{tr} \quad (m^3)$$

Avec :

$b$  : Largeur de la tranchée (m) ;  $b = D + 2a$  ; ( $a = 0.30m$ ) ;

$a$  : Distance entre la conduite et l'extrémité de la fouille ;

$L$  : Longueur totale de la tranchée (m) ;

$H_{tr}$  : Profondeur de la tranchée (m).

$$H_{tr} = e + h + D \quad (m)$$

Où :

$e$  : Epaisseur de la couche du lit de pose ;  $e = 0.10m$  ;

$H$  : Profondeur minimale au-dessus de la génératrice supérieure de la couche (m) ;

$D$  : Diamètre nominal de la conduite (m).

###### IX.4.1.2. Volume du découvert « $V$ »

Le volume de la couche végétale à décaper est calculé comme suit :

$$V = b \cdot h' \cdot L \quad (m^3)$$

Avec :

- V : Volume de la couche végétale (m<sup>3</sup>) ;
- b : Largeur de la couche végétale (m) ;
- h : Hauteur de la couche végétale (m) ; h=0.20m ;
- L : longueur totale de la tranchée (m).

**IX.4.1.3. Volume occupé par le lit de pose « V<sub>LP</sub> »**

Ce volume est donné par la formule suivante :

$$V_{LP}=e.b.L \quad (m^3)$$

Avec :

- e : Epaisseur de la couche du lit de pose ; e=0.10m ;
- b : Largeur de la tranchée(m) ;
- L : Longueur totale de la tranchée (m).

**IX.4.1.4. Volume de la conduite « V<sub>c</sub> »**

Le volume occupé par la conduite dans la tranchée est donné par la relation suivante :

$$V_c = \frac{f.D^2}{4}.L$$

- D : Diamètre de la conduite (m) ;
- L : Longueur totale de la tranchée (m).

**IX.4.1.5. Volume d'eurobanque tamisée « V<sub>e.t</sub> »**

Ce volume est exprimé par la formule suivante :

$$V_{e.t}=b.(D+0.20).L.V_c \quad (m^3)$$

Avec :

- b : Largeur de la tranchée (m) ;
- D : Diamètre de la conduite (m) ;
- L : Longueur totale de la conduite (m<sup>3</sup>)

**IX.4.1.6. Volume du remblai « V<sub>R</sub> »**

Le volume du remblai de la conduite est donné par l'expression suivante :

$$V_R=V_{D.F}-V_{\text{evacué}} \quad (m^3)$$

V<sub>D,F</sub> : Volume des déblais foisonnés.

$$V_{D.F}=V_D.K_f \quad (m^3) ;$$

K<sub>f</sub>=1.25 (Coefficient de foisonnement)

$$V_{\text{evacué}}= V_{LP}+V_c+ V_{e.t} \quad (m^3)$$

$V_{LP}$  : Volume occupé par le lit de pose ( $m^3$ ) ;

$V_c$  : Volume de la conduite ( $m^3$ ) ;

$V_{e,t}$  : Volume d'enrobage tamisé ( $m^3$ ).

**IX.4. 2. Détermination du devis estimatif et quantitatif**

Tableau. IX.2 : Détermination du devis quantitatif et estimatif du projet.

N°	Désignation des travaux	Unité	Quantité	prix unitaire (DA)	Mentant (DA)
A	Travaux de terrassement				
	Décapage de la tranchée	$m^3$	3 072	200	614 400
	Déblai	$m^3$	60 636	450	27 286 200
	Pose du lit de sable	$m^3$	1 853	1 200	2 223 600
	Remblai de la tranchée	$m^3$	80 836	200	16 167 200
	Evaluation des déblaies excédentaires	$m^3$	94 555	300	28 366 500
B	Canalisation				
	Canalisation en PEHD				
	300	ml	7 169	3 500	25 091 500
	400	ml	1 498	4 500	6 741 000
	500	ml	175	5 900	1 032 500
	600	ml	230	8 500	1 955 000
	700	ml			
	800	ml			
	Canalisation en béton				
	300	ml	90	1 500	135 000
	400	ml	313	2 000	626 000
	500	ml	837	2 200	1 841 400
	600	ml	666	2 300	1 531 800
	700	ml	649	2 400	1 557 600
	800	ml	372	2 500	930 000
	1000	ml	178	2 800	498 400
C	Construction	U	3	150000	450000
	Construction des regards en béton armé	U	300	66 000	19 800 000
			244	121 525	29 652 100
	Exécution des déversoirs d'orage	U	4	450 000	1 800 000
	<b>THT</b>				168 300 200
	<b>TVA 17%</b>				28 611 034
	<b>TTC (DA)</b>				<b>226447919</b>

(Les prix unitaires sont donnés par la D.H.W de MILA).

Le coût estimatif global de notre projet est de :

**DEUX CENTS VINGTS SIX MILLIONS ET QUATRE CENTS QUARANTES  
SEPTS MILLES ET NEUF CENTS DIX NEUF DE DINNARES**

**Conclusion**

D'après ce chapitre, on peut conclure que l'organisation de chantier est nécessaire avant le commencement des travaux, car elle nous permet de définir tout le volume des travaux nécessaire pour l'élaboration du chantier. D'autre part on peut avoir une information sur le coût total de projet ainsi que leur temps de réalisation.

L'organisation de chantier définit aussi tous les engins que l'on peut utiliser dans le chantier et le choix final des engins seront basés sur une étude économique.

## **CONCLUSION GENERALE**

Dans notre travail, l'Etude a consisté à d'identifier les problèmes qui entravent le fonctionnement normal du réseau, d'établir les causes possibles et de proposer des solutions. Pour ce faire, les phases suivantes ont été envisagées:

- Levé topographique de la ville de Zeghaia (W.Mila).
- Analyse des résultats du diagnostic.
- Conception et dimensionnement du nouveau réseau.

Des contraintes ont été notées durant l'étude :

- La zone d'étude est marquée par des occupations irrégulières, ce qui n'a pas facilité la tâche lors du tracé du nouveau réseau.
- Notons aussi que pour des contraintes liées à la topographie du terrain, La rénovation du réseau existant est imposée.

Ainsi, nous sommes parvenus à élaborer le plan final de notre projet qui comprend le projet d'exécution et le devis quantitatif estimatif.

Enfin, nous espérons avoir décelé la majorité des anomalies que présente notre système d'assainissement et que notre étude se concrétisera sur le terrain.

# Références bibliographiques

**1 François G, Brière,** distribution et collecte des eaux, édition de l'école polytechnique de Montréal 1997.

**2 Jacques Bonnin,** Hydraulique urbaine appliquée aux agglomérations de petite et moyenne importance, Edition EYROLLES, Paris (France) 1986.

**3 Jean-Luc BERTRAND-KRAJEWSKI, Dominique LAPLACE, Claude JOANNIS, Ghassan CHEBBO,** Mesures en Hydrologie urbaine et Assainissement, Edition TEC&DOC, Paris (France) 2000.

**4 Microsoft Encarta 2009,** Microsoft Corporation© 1993-2008.

**5 Marc satin ,Béchir selmi,** Guide Technique de l'Assainissement, Edition Le Moniteur, Paris (France) 2006.

**6 P. Le Gouffre, C. Joannis, D. Breysse, C. Gibello, J. J. Desmulliez.** Gestion patrimoniale des réseaux d'assainissement urbains, guide méthodologique, Edition Lavoisier, France 2000-2004.

**7 Régis Bourrier,** les réseaux d'assainissement (calculs applications perspectives), Edition TEC&DOC, Paris (France) 1991.

## **8 Site Internet**

[http:// www.ote-ingenierie.com](http://www.ote-ingenierie.com)

<http://www.Véolia.com>

<http://www.startimes2.com>

<http://maps.google.com/maps>

## ANNEXE I

### Caractéristique des collecteurs principaux actuels

Tableau.1 : Caractéristiques du collecteur principal CI

Collecteur	Tronçon	Forme	Diamètre (mm)	Matériau	Distance (m)	Distance cumulée (m)	Pente	Observations
	R <sub>i</sub> -R <sub>j</sub>						%	
CI	R1-R2	Circulaire	250	C.A.O	25	25	9	<b>M.E</b>
CI	R2-R3	Circulaire	250	C.A.O	50	75	8	<b>M.E</b>
CI	R3-R4	Circulaire	250	C.A.O	35	110	9	<b>M.E</b>
CI	R4-R5	Circulaire	250	C.A.O	69	179	7	<b>M.E</b>
CI	R5-R6	Circulaire	250	C.A.O	73	252	9	<b>M.E</b>
CI	R6-R7	Circulaire	250	C.A.O	53	305	9	<b>M.E</b>
CI	R7-R8	Circulaire	250	C.A.O	70	375	5	<b>M.E</b>
CI	R8-R9	Circulaire	250	C.A.O	70	445	9	<b>M.E</b>
CI	R9-R10	Circulaire	250	C.A.O	100	545	9	<b>M.E</b>
CI	R10-R11	Circulaire	250	C.A.O	128	673	9	<b>M.E</b>
CI	R11-R12	Circulaire	250	C.A.O	60	733	6	<b>M.E</b>
CI	R12-R13	Circulaire	250	C.A.O	70	803	9	<b>M.E</b>
CI	R13-R14	Circulaire	250	C.A.O	66	869	9	<b>M.E</b>
CI	R14-R15	Circulaire	250	C.A.O	78	947	9	<b>M.E</b>
CI	R15-R16	Circulaire	250	C.A.O	70	1017	4	<b>M.E</b>
CI	R16-R17	Circulaire	250	C.A.O	48	1065	9	<b>M.E</b>
CI	R17-R18	Circulaire	250	C.A.O	45	1110	9	<b>M.E</b>
CI	R18-R19	Circulaire	250	C.A.O	97	1207	9	<b>M.E</b>
CI	R19-R20	Circulaire	250	C.A.O	55	1262	7,5	<b>M.E</b>
CI	R20-R21	Circulaire	250	C.A.O	50	1312	9	<b>M.E</b>
CI	R21-R22	Circulaire	251	C.A.O	49	1361	10	<b>M.E</b>
CI	R22-R23	Circulaire	252	C.A.O	63	1424	11	<b>M.E</b>
CI	R23-R24	Circulaire	253	C.A.O	62	1486	12	<b>M.E</b>
CI	R24-R25	Circulaire	254	C.A.O	60	1546	13	<b>M.E</b>
CI	R24-R26	Circulaire	255	C.A.O	43	1589	14	<b>M.E</b>
CI	R24-R27	Circulaire	256	C.A.O	32	1621	15	<b>M.E</b>

Tableau.2: Caractéristiques du collecteur principal (CII)

Collecteur	Tronçon	Forme	Diamètre (mm)	Matériau	Distance (m)	Distance cumulée (m)	Pente	Observations
	R <sub>i</sub> -R <sub>j</sub>						%	
CII	R61-R62	Circulaire	250	C.A.O	73	73	5,7	<b>M.E</b>
CII	R62-R63	Circulaire	250	C.A.O	54	127	5,7	<b>M.E</b>
CII	R63-R64	Circulaire	250	C.A.O	62	189	6	<b>M.E</b>
CII	R64-R65	Circulaire	250	C.A.O	60	249	6,5	<b>M.E</b>
CII	R65-R66	Circulaire	250	C.A.O	27	276	5,7	<b>M.E</b>
CII	R66-R67	Circulaire	250	C.A.O	30	306	8	<b>M.E</b>
CII	R67-R68	Circulaire	250	C.A.O	35	341	5,7	<b>M.E</b>
CII	R68-R69	Circulaire	400	C.A.O	66	407	9	<b>M.E</b>
CII	R69-R70	Circulaire	400	C.A.O	27	434	5,7	<b>M.E</b>
CII	R70-R71	Circulaire	400	C.A.O	34	468	5,7	<b>M.E</b>
CII	R71-R72	Circulaire	400	C.A.O	61	529	3	<b>M.E</b>
CII	R72-R73	Circulaire	400	C.A.O	57	586	1	<b>M.E</b>

Tableau.3 : Caractéristiques du collecteur principal (CIII).

Collecteur	Tronçon	Forme	Diamètre (mm)	Matériau	Distance (m)	Distance cumulée (m)	Pente	Observations
	R <sub>i</sub> -R <sub>j</sub>						%	
CIII	R153-R154	Circulaire	400	C.A.O	49	49	6	M.E
CIII	R154-R155	Circulaire	400	C.A.O	76	125	6	M.E
CIII	R155-R156	Circulaire	400	C.A.O	50	175	6,5	M.E
CIII	R156-R157	Circulaire	400	C.A.O	39	214	6	M.E
CIII	R157-R158	Circulaire	400	C.A.O	31	245	6	M.E
CIII	R158-R159	Circulaire	400	C.A.O	32	277	9	M.E
CIII	R159-R160	Circulaire	400	C.A.O	32	309	6	M.E
CIII	R160-R161	Circulaire	400	C.A.O	32	341	6	M.E
CIII	R161-R162	Circulaire	400	C.A.O	32	373	12	M.E
CIII	R162-R163	Circulaire	400	C.A.O	28	401	6	M.E
CIII	R163-R164	Circulaire	400	C.A.O	24	425	6	M.E
CIII	R164-R165	Circulaire	600	C.A.O	23	448	6	M.E
CIII	R165-R166	Circulaire	600	C.A.O	39	487	6	M.E
CIII	R166-R167	Circulaire	600	C.A.O	20	507	6	M.E
CIII	R167-R168	Circulaire	600	C.A.O	22	529	8,5	M.E
CIII	R168-R169	Circulaire	600	C.A.O	54	583	6	M.E
CIII	R169-R170	Circulaire	600	C.A.O	64	647	6	M.E
CIII	R170-R171	Circulaire	600	C.A.O	88	735	5	M.E
CIII	R171-R172	Circulaire	600	C.A.O	42	777	6	M.E
CIII	R172-R173	Circulaire	600	C.A.O	43	820	5,5	M.E

Tableau .4 : Caractéristiques du collecteur principal (CIV).

Collecteur	Tronçon	Forme	Diamètre (mm)	Matériau	Distance (m)	Distance cumulée (m)	Pente	Observations
	R <sub>i</sub> -R <sub>j</sub>						%	
CIV	R240-R241	Circulaire	400	C.A.O	49	49	5	<b>M.E</b>
CIV	R241-R242	Circulaire	400	C.A.O	26	75	6	<b>B.E</b>
CIV	R242-R243	Circulaire	400	C.A.O	17	92	6,1	<b>B.E</b>
CIV	R243-R244	Circulaire	400	C.A.O	65	157	5	<b>B.E</b>
CIV	R244-R245	Circulaire	400	C.A.O	32	189	5	<b>B.E</b>
CIV	R245-R246	Circulaire	400	C.A.O	36	225	5	<b>M.E</b>
CIV	R246-R247	Circulaire	400	C.A.O	33	258	5,5	<b>B.E</b>
CIV	R247-R248	Circulaire	400	C.A.O	33	291	5	<b>B.E</b>
CIV	R248-R249	Circulaire	400	C.A.O	34	325	5	<b>M.E</b>
CIV	R249-R250	Circulaire	400	C.A.O	24	349	4	<b>M.E</b>
CIV	R250-R251	Circulaire	400	C.A.O	27	376	5	<b>M.E</b>
CIV	R251-R252	Circulaire	400	C.A.O	27	403	5	<b>M.E</b>
CIV	R252-R253	Circulaire	400	C.A.O	27	430	3,5	<b>B.E</b>
CIV	R253-R254	Circulaire	600	C.A.O	33	463	3	<b>B.E</b>
CIV	R254-R255	Circulaire	600	C.A.O	33	496	5	<b>B.E</b>
CIV	R255-R256	Circulaire	600	C.A.O	34	530	2,5	<b>B.E</b>
CIV	R256-R257	Circulaire	600	C.A.O	32	562	5	<b>B.E</b>
CIV	R257-R258	Circulaire	600	C.A.O	56	618	7	<b>B.E</b>
CIV	R258-R259	Circulaire	600	C.A.O	40	658	6	<b>B.E</b>

Tableau .5 : Caractéristiques du collecteur principal (CV).

Collecteur	Tronçon	Forme	Diamètre (mm)	Matériau	Distance (m)	Distance cumulée (m)	Pente	Observations
	R <sub>i</sub> -R <sub>j</sub>						%	
CV	R143-R144	Circulaire	400	C.A.O	56	56	4,5	<b>M.E</b>
CV	R144-R145	Circulaire	400	C.A.O	30	86	5	<b>M.E</b>
CV	R145-R146	Circulaire	400	C.A.O	64	150	5,25	<b>M.E</b>
CV	R146-R147	Circulaire	400	C.A.O	32	182	6	<b>M.E</b>
CV	R147-R148	Circulaire	400	C.A.O	32	214	6,5	<b>M.E</b>
CV	R148-R149	Circulaire	400	C.A.O	61	275	7	<b>M.E</b>
CV	R149-R150	Circulaire	400	C.A.O	59	334	3	<b>M.E</b>
CV	R150-R151	Circulaire	600	C.A.O	49	383	4	<b>M.E</b>
CV	R151-R152	Circulaire	600	C.A.O	120	503	4	<b>M.E</b>
CV	R152-R153	Circulaire	600	C.A.O	41	544	4	<b>M.E</b>
CV	R153-R154	Circulaire	600	C.A.O	54	598	4	<b>M.E</b>

## ANNEXE II

### Calcul hydraulique des collecteurs secondaires

Tableau.1. : Collecteur secondaire N°1

Tron	CT,am (m)	CT,av (m)	CR,am (m)	CR,av (m)	Dist (m)	I (m/m)	Qpl (m3/s)	Qeu (m3/s)	Qt (m3/s)	Ks	Dcal (mm)	Dnor (mm)	Vps (m/s)	Qps (m3/s)	Rq	Rqmin	Rv	Rvmin	Rh	Rhmin	V (m/s)	Vmin (m/s)	H (m)	Hmin (m)
R123-R124	448,8	446,6	447,3	445,1	31,5	0,048	0,002	1,00E-04	0,002	100	48,24	300	3,88	0,274	0,01	0	0,27	0,18	0,06	0,02	1,048	0,717	0,019	0,007
R124-R125	446,6	444,6	445,1	443,1	32,5	0,046	0,004	3,00E-04	0,004	100	63,48	300	3,82	0,27	0,02	0	0,348	0,19	0,09	0,03	1,329	0,742	0,027	0,008
R125-R126	444,6	443,3	443,1	441,8	40,5	0,037	0,007	5,00E-04	0,008	100	81,5	300	3,42	0,24	0,03	0	0,451	0,21	0,12	0,03	1,542	0,706	0,036	0,01
R126-R127	443,3	443	441,8	441,5	38	0,039	0,01	6,00E-04	0,011	100	91,68	300	3,53	0,25	0,04	0	0,504	0,21	0,14	0,04	1,781	0,743	0,042	0,011
R127-R64	443	442,9	441,5	441,4	43	0,035	0,012	0,001	0,013	100	101,3	300	3,32	0,23	0,06	0	0,548	0,23	0,16	0,05	1,819	0,772	0,047	0,014

Tableau.2. : Collecteur secondaire N°2

Tron	CT,am (m)	CT,av (m)	CR,am (m)	CR,av (m)	Dist (m)	I (m/m)	Qpl (m3/s)	Qeu (m3/s)	Qt (m3/s)	Ks	Dcal (mm)	Dnor (mm)	Vps (m/s)	Qps (m3/s)	Rq	Rqmin	Rv	Rvmin	Rh	Rhmin	V (m/s)	Vmin (m/s)	H (m)	Hmin (m)
R432-R433	368	366,6	366,5	365,1	37	0,041	0,003	1,00E-04	0,003	100	57,53	300	3,58	0,253	0,01	0	0,315	0,19	0,08	0,02	1,129	0,663	0,024	0,007
R433-R434	366,6	364	365,1	362,5	31,5	0,048	0,009	3,00E-04	0,009	100	84,28	300	3,88	0,27	0,03	0	0,466	0,19	0,13	0,03	1,808	0,753	0,038	0,008
R434-R436	364	362	362,5	360,5	33	0,045	0,01	5,00E-04	0,011	100	88,97	300	3,79	0,27	0,04	0	0,491	0,2	0,13	0,03	1,86	0,772	0,04	0,009
R436-R437	362	361	360,5	359,5	35	0,043	0,012	6,00E-04	0,013	100	96,33	300	3,68	0,26	0,05	0	0,526	0,21	0,15	0,03	1,937	0,77	0,044	0,01
R437-R438	361	360	359,5	358,5	35	0,043	0,014	0,001	0,015	100	102,8	300	3,68	0,26	0,06	0	0,554	0,23	0,16	0,04	2,04	0,838	0,048	0,013
R438-R439	360	359,5	358,5	358	35	0,043	0,016	0,002	0,018	100	122,7	300	2,76	0,2	0,09	0,01	0,622	0,3	0,21	0,07	1,719	0,818	0,062	0,022
R439-R3	359,5	359	358	357,5	15	0,033	0,017	0,005	0,022	100	138,9	300	2,42	0,17	0,13	0,03	0,675	0,44	0,24	0,12	1,636	1,067	0,073	0,035

Tableau.3. : Collecteur secondaire N°3

Tron	CT,am (m)	CT,av (m)	CR,am (m)	CR,av (m)	Dist (m)	I (m/m)	Qpl (m3/s)	Qeu (m3/s)	Qt (m3/s)	Ks	Dcal (mm)	Dnor (mm)	Vps (m/s)	Qps (m3/s)	Rq	Rqmin	Rv	Rvmin	Rh	Rhmin	V (m/s)	Vmin (m/s)	H (m)	Hmin (m)
R179-R180	414	412,9	412,5	411,4	30	0,05	0,003	1,00E-04	0,003	100	55,31	300	3,98	0,281	0,01	0	0,304	0,18	0,08	0,02	1,209	0,734	0,023	0,007
R180-R181	412,9	411,1	411,4	409,6	18,3	0,082	0,009	3,00E-04	0,009	100	76,12	300	5,09	0,36	0,03	0	0,42	0,19	0,11	0,02	2,14	0,971	0,033	0,007
R181-R182	411,1	409,1	409,6	407,6	20	0,075	0,01	5,00E-04	0,011	100	81	300	4,87	0,34	0,03	0	0,448	0,2	0,12	0,03	2,181	0,967	0,036	0,009
R182-R183	409,1	407	407,6	405,5	21,5	0,07	0,012	6,00E-04	0,013	100	87,92	300	4,7	0,33	0,04	0	0,485	0,2	0,13	0,03	2,279	0,953	0,039	0,009
R183-R184	407	404,8	405,5	403,3	22,4	0,067	0,014	0,001	0,015	100	94,58	300	4,6	0,33	0,05	0	0,518	0,22	0,14	0,04	2,384	1,005	0,043	0,012
R184-R185	404,8	403,5	403,3	402	36	0,042	0,016	0,002	0,018	100	110,7	300	3,63	0,26	0,07	0,01	0,584	0,27	0,18	0,06	2,118	0,985	0,053	0,019
R185-R186	403,5	402,5	402	401	32	0,047	0,017	0,005	0,022	100	116,7	300	3,85	0,27	0,08	0,02	0,604	0,37	0,19	0,1	2,325	1,416	0,057	0,029
R186-R187	402,5	402	401	400,5	30	0,048	0,019	0,006	0,025	100	121,9	300	3,9	0,28	0,09	0,02	0,62	0,39	0,2	0,1	2,416	1,532	0,061	0,031
R187-R188	402	401,8	400,5	400,3	20	0,047	0,021	0,007	0,028	100	127,7	300	3,86	0,27	0,1	0,03	0,638	0,42	0,22	0,11	2,461	1,616	0,065	0,033
R188-R81	401,8	400,7	400,3	399,2	26	0,045	0,023	0,008	0,031	100	133,8	300	3,77	0,27	0,12	0,03	0,658	0,45	0,23	0,12	2,481	1,679	0,069	0,036

Tableau.4. : Collecteur secondaire N°4

Tron	CT,am (m)	CT,av (m)	CR,am (m)	CR,av (m)	Dist (m)	I (m/m)	Qpl (m3/s)	Qeu (m3/s)	Qt (m3/s)	Ks	Dcal (mm)	Dnor (mm)	Vps (m/s)	Qps (m3/s)	Rq	Rqmin	Rv	Rvmin	Rh	Rhmin	V (m/s)	Vmin (m/s)	H (m)	Hmin (m)
R312-R313	376	375	374,5	373,5	27	0,056	0,004	1,00E-04	0,004	100	60,22	300	4,19	0,296	0,01	0	0,33	0,18	0,08	0,02	1,383	0,773	0,025	0,007
R313-R314	375	373,4	373,5	371,9	27	0,056	0,009	3,00E-04	0,009	100	81,88	300	4,19	0,3	0,03	0	0,453	0,19	0,12	0,03	1,898	0,809	0,036	0,008
R314-R315	373,4	371,7	371,9	370,2	27	0,056	0,011	5,00E-04	0,012	100	88,66	300	4,19	0,3	0,04	0	0,489	0,2	0,13	0,03	2,05	0,845	0,04	0,009
R315-R316	371,7	369,7	370,2	368,2	33	0,045	0,012	6,00E-04	0,013	100	95,27	300	3,79	0,27	0,05	0	0,521	0,21	0,15	0,03	1,976	0,79	0,044	0,01
R316-R317	369,7	367,7	368,2	366,2	33	0,045	0,014	0,001	0,015	100	101,7	300	3,79	0,27	0,06	0	0,549	0,23	0,16	0,04	2,083	0,858	0,048	0,013
R317-R318	367,7	365,6	366,2	364,1	33	0,045	0,017	0,002	0,019	100	111,1	300	3,79	0,27	0,07	0,01	0,585	0,27	0,18	0,06	2,218	1,016	0,054	0,019
R318-R319	365,6	364,2	364,1	362,7	31	0,048	0,02	0,005	0,025	100	121,8	300	3,91	0,28	0,09	0,02	0,62	0,37	0,2	0,09	2,424	1,429	0,061	0,028

Tableau.5. : Collecteur secondaire N°5

Tron	CT,am (m)	CT,av (m)	CR,am (m)	CR,av (m)	Dist (m)	I (m/m)	Qpl (m3/s)	Qeu (m3/s)	Qt (m3/s)	Ks	Dcal (mm)	Dnor (mm)	Vps (m/s)	Qps (m3/s)	Rq	Rqmin	Rv	Rvmin	Rh	Rhmin	V (m/s)	Vmin (m/s)	H (m)	Hmin (m)
R337-R338	387,6	386,2	386,1	384,7	37,7	0,04	0,009	1,00E-04	0,009	100	86,46	300	3,55	0,251	0,04	0	0,477	0,19	0,13	0,02	1,694	0,657	0,039	0,007
R338-R339	386,2	385,3	384,7	383,8	31,6	0,047	0,01	3,00E-04	0,01	100	87,62	300	3,87	0,27	0,04	0	0,484	0,19	0,13	0,03	1,874	0,752	0,039	0,008
R339-R340	385,3	383,4	383,8	381,9	22,6	0,066	0,011	5,00E-04	0,012	100	85,75	300	4,58	0,32	0,04	0	0,474	0,2	0,13	0,03	2,171	0,915	0,038	0,009
R340-R341	383,4	381	381,9	379,5	32,5	0,046	0,015	6,00E-04	0,016	100	102,9	300	3,82	0,27	0,06	0	0,554	0,21	0,16	0,03	2,118	0,795	0,048	0,01
R341-R342	381	379,5	379,5	378	29,5	0,048	0,017	0,001	0,018	100	107,8	300	3,9	0,28	0,07	0	0,573	0,23	0,17	0,04	2,233	0,877	0,051	0,013
R342-R307	379,5	377,7	378	376,2	33,7	0,045	0,021	0,003	0,024	100	121,8	300	3,75	0,27	0,09	0,01	0,62	0,31	0,2	0,08	2,325	1,15	0,061	0,023

Tableau.6. : Collecteur secondaire N°6

Tron	CT,am (m)	CT,av (m)	CR,am (m)	CR,av (m)	Dist (m)	I (m/m)	Qpl (m3/s)	Qeu (m3/s)	Qt (m3/s)	Ks	Dcal (mm)	Dnor (mm)	Vps (m/s)	Qps (m3/s)	Rq	Rqmin	Rv	Rvmin	Rh	Rhmin	V (m/s)	Vmin (m/s)	H (m)	Hmin (m)
R122-R123	374,4	373	372,9	371,8	24	0,045	0,007	1,00E-04	0,007	100	76,84	300	3,79	0,268	0,03	0	0,424	0,18	0,11	0,02	1,608	0,701	0,034	0,007
R123-R124	373	371,6	371,5	370,4	27	0,041	0,01	3,00E-04	0,01	100	90,17	300	3,59	0,25	0,04	0	0,497	0,2	0,14	0,03	1,783	0,701	0,041	0,008
R124-R125	371,6	371,2	370,1	369,7	35	0,013	0,011	5,00E-04	0,012	100	116,2	300	2,04	0,14	0,08	0	0,602	0,22	0,19	0,04	1,227	0,455	0,057	0,013
R125-R126	371,2	370,8	369,7	369,3	23,2	0,016	0,014	6,00E-04	0,015	100	122,5	300	2,25	0,16	0,09	0	0,622	0,23	0,2	0,04	1,397	0,509	0,061	0,013
R126-R127	370,8	370,1	369,3	368,6	16	0,044	0,016	0,001	0,017	100	107,1	300	3,75	0,26	0,06	0	0,57	0,23	0,17	0,04	2,137	0,849	0,051	0,013
R127-R128	370,1	368,8	368,6	367,3	35	0,037	0,02	0,003	0,023	100	124	300	3,43	0,24	0,09	0,01	0,627	0,32	0,21	0,08	2,148	1,085	0,062	0,024
R128-R129	368,8	366,8	367,1	365,5	35	0,046	0,023	0,004	0,027	100	126,7	300	3,8	0,27	0,1	0,01	0,635	0,34	0,21	0,09	2,414	1,289	0,064	0,026
R129-R130	366,8	365,1	365,3	363,9	35	0,04	0,024	0,006	0,03	100	135,1	300	3,56	0,25	0,12	0,02	0,662	0,41	0,23	0,11	2,355	1,449	0,07	0,032

Tableau.7. : Collecteur secondaire N°7

Tron	CT,am (m)	CT,av (m)	CR,am (m)	CR,av (m)	Dist (m)	I (m/m)	Qpl (m3/s)	Qeu (m3/s)	Qt (m3/s)	Ks	Dcal (mm)	Dnor (mm)	Vps (m/s)	Qps (m3/s)	Rq	Rqmin	Rv	Rvmin	Rh	Rhmin	V (m/s)	Vmin (m/s)	H (m)	Hmin (m)
R356-R357	375,2	374,9	373,7	373,6	30	0,043	0,008	1,00E-04	0,008	100	81,45	300	3,7	0,262	0,03	0	0,45	0,18	0,12	0,02	1,667	0,685	0,036	0,007
R357-R358	374,9	374,6	373,4	373,3	30	0,043	0,011	3,00E-04	0,011	100	92,28	300	3,7	0,26	0,04	0	0,507	0,19	0,14	0,03	1,877	0,721	0,042	0,008
R358-R359	374,6	374,4	373,1	373,1	30	0,043	0,013	5,00E-04	0,014	100	98,65	300	3,7	0,26	0,05	0	0,536	0,2	0,15	0,03	1,986	0,756	0,046	0,01
R359-R346	374,4	374,2	372,9	372,9	34	0,038	0,016	6,00E-04	0,017	100	109,1	300	3,48	0,25	0,07	0	0,578	0,21	0,17	0,04	2,01	0,733	0,052	0,011

Tableau.8. : Collecteur secondaire N°8

Tron	CT,am (m)	CT,av (m)	CR,am (m)	CR,av (m)	Dist (m)	I (m/m)	Qpl (m3/s)	Qeu (m3/s)	Qt (m3/s)	Ks	Dcal (mm)	Dnor (mm)	Vps (m/s)	Qps (m3/s)	Rq	Rqmin	Rv	Rvmin	Rh	Rhmin	V (m/s)	Vmin (m/s)	H (m)	Hmin (m)
R360-R361	374,3	374,1	372,8	372,8	32	0,041	0,007	1,00E-04	0,007	100	78,47	300	3,58	0,253	0,03	0	0,434	0,19	0,11	0,02	1,554	0,664	0,034	0,007
R361-R362	374,1	373,7	372,6	372,4	30	0,043	0,011	3,00E-04	0,011	100	92,28	300	3,7	0,26	0,04	0	0,507	0,19	0,14	0,03	1,877	0,721	0,042	0,008
R362-R363	373,7	373,2	372,2	371,9	30	0,043	0,014	5,00E-04	0,015	100	101,3	300	3,7	0,26	0,06	0	0,548	0,2	0,16	0,03	2,028	0,756	0,047	0,01
R363-R364	373,2	372,6	371,7	371,3	30	0,043	0,016	6,00E-04	0,017	100	106,6	300	3,7	0,26	0,06	0	0,569	0,21	0,17	0,03	2,105	0,774	0,051	0,01
R364-R315	372,6	371,7	371,1	370,4	30	0,043	0,018	0,001	0,019	100	112,1	300	3,7	0,26	0,07	0	0,589	0,23	0,18	0,04	2,179	0,841	0,054	0,013

Tableau.9. : Collecteur secondaire N°9

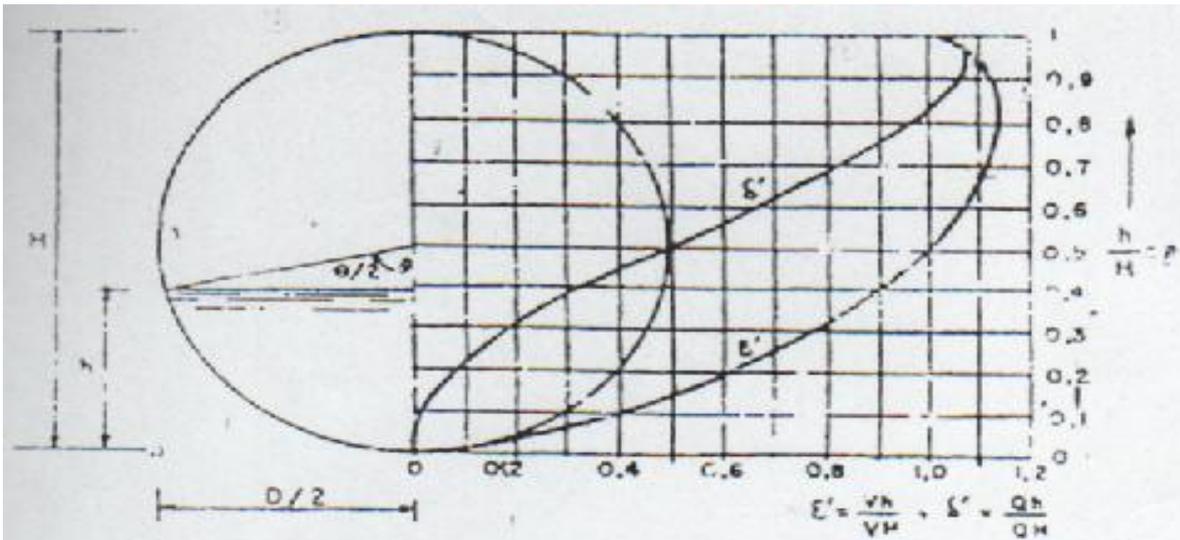
Tron	CT,am (m)	CT,av (m)	CR,am (m)	CR,av (m)	Dist (m)	I (m/m)	Qpl (m3/s)	Qeu (m3/s)	Qt (m3/s)	Ks	Dcal (mm)	Dnor (mm)	Vps (m/s)	Qps (m3/s)	Rq	Rqmin	Rv	Rvmin	Rh	Rhmin	V (m/s)	Vmin (m/s)	H (m)	Hmin (m)
R332-R333	395,2	394	393,2	392,5	30	0,05	0,007	1,00E-04	0,007	100	75,47	300	3,98	0,281	0,03	0	0,417	0,18	0,11	0,02	1,656	0,734	0,033	0,007
R332-R325	394	392,2	392,5	390,7	30	0,05	0,011	3,00E-04	0,011	100	89,84	300	3,98	0,28	0,04	0	0,495	0,19	0,14	0,03	1,968	0,77	0,041	0,008
R332-R326	392,2	390,5	390,7	389	30	0,05	0,014	5,00E-04	0,015	100	98,64	300	3,98	0,28	0,05	0	0,536	0,2	0,15	0,03	2,133	0,806	0,046	0,009
R332-R327	390,5	387,9	389	386,4	30	0,05	0,016	6,00E-04	0,017	100	103,8	300	3,98	0,28	0,06	0	0,558	0,21	0,16	0,03	2,218	0,823	0,049	0,01
R332-R328	387,9	387	386,4	385,5	26	0,058	0,018	0,001	0,019	100	106,3	300	4,27	0,3	0,06	0	0,567	0,22	0,17	0,04	2,424	0,945	0,05	0,012
R332-R329	387	386	385,5	385,5	10	0,046	0,02	0,003	0,023	100	119,1	300	3,81	0,27	0,09	0,01	0,611	0,3	0,2	0,08	2,332	1,163	0,059	0,023
R332-R330	386	385	384,5	383,5	35	0,043	0,023	0,004	0,027	100	128,2	300	3,68	0,26	0,1	0,02	0,64	0,34	0,22	0,09	2,355	1,263	0,065	0,026
R332-R331	385	383,3	383,5	381,8	35,5	0,042	0,024	0,006	0,03	100	133,7	300	3,66	0,26	0,12	0,02	0,657	0,4	0,23	0,11	2,403	1,473	0,069	0,032
R332-R306	383,3	381	381,8	379,5	26	0,04	0,026	0,01	0,036	100	144,7	300	3,56	0,25	0,14	0,04	0,696	0,49	0,26	0,13	2,477	1,754	0,077	0,04

### ANNEXE III

Tableau 1 : Coefficient de Manning-Strickler (ks).

Fossé à parois en herbe	30
Fossé à parois en terre	40
Canal en maçonnerie	60
Conduite en béton	75
Conduite en fibre ciment	80
Conduite en PEHD	100
Conduite en PVC	100

ANNEXE IV: Les rapports  $R_h$ ,  $R_v$ ,  $R_Q$



Section circulaire, vitesse  $v'$  et débit  $Q'$  pour différentes profondeurs d'eau

$v_h$  et  $Q_h$  — Vitesse moyenne et débit pour une profondeur d'eau  $h$

$v_H$  et  $Q_H$  — Vitesse moyenne et débit correspondant à la section pleine.

$\rho = \frac{h}{H}$	$\beta = \frac{S}{D^2}$	$\gamma = \frac{R}{D}$	$\epsilon = \frac{R^{1/3}}{D^{1/3}}$	$d = \frac{SR^{1/3}}{D^{1/3}}$	$i' = \frac{v_h}{v_H}$	$\delta' = \frac{Q_h}{Q_H}$	$\theta^\circ$
0,075	0,0052	0,016	0,063	0,0003	0,159	0,0017	36° 23'
0,10	0,0128	0,033	0,102	0,0015	257	0,0045	52° 41'
0,125	0,0268	0,048	0,132	0,0035	333	0,0112	63° 35'
0,15	0,0409	0,064	0,159	0,0065	401	0,0208	73° 45'
0,175	0,0567	0,079	0,184	0,0104	464	0,0334	82° 49'
0,20	0,0739	0,093	0,205	0,0152	516	0,0487	91° 9'
0,225	0,0925	0,108	0,225	0,0208	567	0,0667	98° 52'
0,25	0,1118	0,121	0,244	0,0273	615	0,0876	106° 35'
0,275	0,1323	0,134	0,262	0,0347	660	0,1113	113° 46'
0,30	0,1535	0,147	0,278	0,426	700	0,1366	120°
0,325	0,1753	0,159	0,293	0,0511	736	0,1636	127° 57'
0,35	0,1983	0,171	0,308	0,0619	769	0,1915	135° 5'
0,375	0,2225	0,182	0,321	0,0749	800	0,2203	143° 5'
0,40	0,2478	0,193	0,333	0,0899	829	0,2500	150° 50'
0,425	0,2743	0,203	0,344	0,1061	856	0,2806	157° 33'
0,45	0,3018	0,212	0,354	0,1235	881	0,3121	164°
0,475	0,3303	0,221	0,363	0,1421	904	0,3445	170° 57'
0,50	0,3598	0,229	0,371	0,1619	925	0,3778	177° 59'
0,525	0,3903	0,237	0,378	0,1829	944	0,4119	184° 59'
0,55	0,4218	0,245	0,385	0,2051	961	0,4467	191° 29'
0,575	0,4543	0,252	0,391	0,2285	976	0,4821	197° 4'
0,60	0,4878	0,259	0,396	0,2531	989	0,5181	203° 4'
0,625	0,5223	0,265	0,400	0,2789	1000	0,5546	209° 55'
0,65	0,5578	0,271	0,403	0,3059	1009	0,5916	216° 9'
0,675	0,5943	0,276	0,406	0,3341	1017	0,6291	222° 59'
0,70	0,6318	0,281	0,408	0,3635	1024	0,6671	229° 59'
0,725	0,6703	0,285	0,410	0,3941	1029	0,7056	236° 44'
0,75	0,7098	0,289	0,411	0,4259	1033	0,7446	243° 9'
0,775	0,7503	0,292	0,412	0,4589	1036	0,7841	250° 5'
0,80	0,7918	0,295	0,413	0,4931	1038	0,8241	257° 51'
0,825	0,8343	0,297	0,413	0,5285	1039	0,8646	264° 51'
0,85	0,8778	0,299	0,413	0,5651	1039	0,9056	271° 11'
0,875	0,9223	0,300	0,413	0,6029	1038	0,9471	277° 11'
0,90	0,9678	0,301	0,413	0,6419	1036	0,9891	283° 16'
0,925	1,0143	0,301	0,413	0,6821	1033	1,0316	289° 25'
0,95	1,0618	0,301	0,413	0,7235	1029	1,0746	295° 19'
0,975	1,1103	0,300	0,413	0,7661	1024	1,1181	301° 37'
1,000	1,1598	0,300	0,413	0,8101	1000	1,1621	308°