

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE  
ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE -ARBAOUI Abdellah-

**DEPARTEMENT D'HYDRAULIQUE URBAINE**

## **MEMOIRE DE FIN D'ETUDES**

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

**Option: ASSAINISSEMENT**

### **THEME**

**DIAGNOSTIC ET REHABILITATION DU RESEAU  
D'ASSAINISSEMENT DE LA ZONE SUD DE LA VILLE DE TIZI-  
OUZOU**

**Présenté Par :  
SEDDIKI Baya**

### **Devant les membres du jury**

<b>Nom et Prénoms</b>	<b>Grade</b>	<b>Qualité</b>
M <sup>r</sup> KAHLERRAS Djillali	M.C.B	Président
M <sup>r</sup> HEBBOUCHE Abdelhamid	M.A.A	Examinateur
M <sup>r</sup> KADI Latifa	M.A.A	Examinatrice
M <sup>me</sup> HOULI Samia	M.A.A	Examinatrice
M <sup>r</sup> YAHYAOUI Samir	M.A.A	Promoteur

**Septembre - 2017**

# Remerciements

- *Je remercie Dieu le tout puissant, pour m'avoir donné la santé, le courage et la volonté d'étudier, pour m'avoir permis de réaliser ce modeste travail et de me donner la patience dans mes difficiles conditions*
- *Au terme de cette modeste étude, je tiens à exprimer ma profonde gratitude et mes vifs remerciements à Mr YAHYAOUÏ (mon promoteur) pour le soutien, l'aide et les conseils qu'il m'a dispensé pour l'élaboration de ce présent mémoire et à ma formation durant les années de spécialités.*
- *Je remercie le président et les membres du jury qui me feront l'honneur de juger mon travail.*
- *Je voudrais aussi remercier l'ensemble des professeurs, la direction de l'école et le ministère de tutelle pour avoir veillé à notre formation.*
- *Mes remerciements s'adressent aussi à Mme MOUSSAOÏ (ingénieur du bureau d'étude BIB), pour sa gentillesse, de me faciliter la récupération des données et de répondre à toutes mes questions.*
- *Un grand merci pour toutes les personnes qui ont contribué de près ou de loin pour la réalisation de ce mémoire.*

..... BAYA.....2017.

# Dédicace

*A chaque fois qu'on achève une étape importante dans notre vie, on fait une pose pour regarder en arrière et se rappeler toutes ces personnes qui ont partagé avec nous tous les bons moments de notre existence, mais surtout les mauvais. Ces personnes qui nous ont aidés sans le leur dire, soutenus sans réserve, aimé sans compter, ces personnes à qui notre bonheur devient directement le leur, à qui un malheur en nous, en eux se transforme en pleur.*

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

- *A mes parents : qui sont toujours fièrent de moi, que dieu me les garde car ce sont ma raison de vivre.*
- *A mes chers deux frères: mon grand frère JUBA qui est en France et qui me manques tellement, mon petit frère AZOUAOU, ce sont toute ma vie, que dieu me les garde.*
- *A toute ma meilleur et ma grande famille : la famille SEDDIKI (oncles, tantes, cousins et cousines.)*
- *A tous mes amis : mes amis de l'enfance, mes amis de l'EPST ORAN et de l'ENSH.*

SED DIKI BAYA

## ملخص

إن دراسة شبكة الصرف الصحي للحوض الجنوبي لمدينة تيزي وزو, لها هدف إحصاء الشبكات الحالية و المصارف المتواجدة في الجهة الجنوبية للمدينة, من أجل التخلص من المياه القذرة في المحيط الطبيعي بإفراجها نحو محطات التطهير الحالية والمستقبلية لحماية المحيط و حياة الإنسان. لأجل تحقيق هدف دراستنا, وضعنا مخطط عمل, به نستطيع انجاز مشروعنا على عدة مراحل. المرحلة الأولى, هي جمع المعلومات اللازمة لمعرفة منطقة دراستنا. الثانية تتعلق بتشخيص الشبكات الحالية في نواحي منطقة دراستنا وفي الأخير, توصلنا إلى مخطط تنفيذي قابل للانجاز في الميدان. هذا المخطط متبوع بسياسة تسيير, صيانة وكذا الاستغلال الجيد.

## Résumé

L'étude d'assainissement de la zone Sud de la ville de Tizi-Ouzou à pour but de recenser les réseaux existants et leurs exutoires aboutissant au flanc sud de la ville, en vue d'éliminer les rejets des eaux usées dans le milieu naturel en les évacuant vers les stations d'épuration existante et projetée afin de protéger l'environnement et la vie humaine.

Afin d'atteindre l'objectif de notre étude, nous avons tracé un plan de travail à partir du quel nous pouvons bien élaborer notre projet par étapes. Première étape c'est la collecte des données nécessaires pour connaître notre zone d'étude. La deuxième, concerne l'établissement d'un diagnostic du réseau existant et la constatation des anomalies. Ensuite, faire le redimensionnement du réseau existant ainsi le dimensionnement du réseau à projeter.

Enfin, le dernier axe de notre étude comprend le plan final, directement exécutable sur le terrain. Et ce plan est accompagné d'une politique d'entretien et d'exploitation.

## Abstract

The study of purifying the basin in the south of Tizi-Ouzou has the aim of raising the census of the existent network and its outlet for protected the environment and the life of human.

To achieve the aim of our study, we have divided the work into three parts. The first part is to collect the necessary data for know our study area. The second part concerns the establishment of the diagnosis of the septic tank and conception of the new network.

Lastly, we have designed the final plan, directly achievable on the ground. And this plan is accompanied by a policy of management, maintenance and exploitation that we have traced ourself.

## Sommaire

<b>Introduction générale</b>	1
<b>Chapitre I:Description de la zone d'étude</b>	
Introduction	2
I.1 Situation géographique	2
I.2 Situation géologique et hydrogéologique	3
I.3 Démographie	4
I.3.1 Estimation de la population actuelle	4
I.4 Situationhydraulique	4
I.4.1 Alimentation en eau potable	4
I.4.2 Réseau d'assainissement	5
Conclusion	5
<b>Chapitre II: Etude hydrologique</b>	
Introduction	11
II.1 Notion d'averses	11
II.2 Choix de la période de retour	11
II.3 Détermination de l'intensité moyenne de précipitation	11
II.3.1 Détermination des caractéristiques empiriques de la série	13
II.3.2 Vérification de l'homogénéité de la série	14
II.3.3 Choix de la loi d'ajustement	17
II.3.4 Calcul des paramètres de la loi choisie et vérification de son adéquation	17
II.3.4 Calcul de l'intensité de pluie de durée de 15 minutes	23
Conclusion	25

### **Chapitre III: Diagnostic du réseau d'assainissement existant**

Introduction	26
III.1 Le diagnostic global des réseaux d'assainissement	27
III.2 Phases principales d'une étude de diagnostic	27
III.2.1 Recueil et exploitation des données	27
III.2.2 Mesure des débits et degré de pollution	28
III.2.3 Investigations spécifiques	28
III.3 Aperçu général sur le réseau d'évacuation	28
III.3.1 Reconnaissance du terrain	28
III.3.2 Etat du système d'évacuation et des rejets	28
III.3.3 Investigation structurelle	29
III.3.4 Investigation hydraulique	31
III.3.5 Identification des points de rejets	37
III.4 Recommandations	38
III.5 Constatations	39
Conclusion	39

### **Chapitre IV: Calcul de base**

Introduction	40
IV.1 système d'évacuation du réseau d'assainissement	40
IV.2 Choix du système d'évacuation	42
IV.3 Schémas du réseau	42
IV.3.1 Schéma perpendiculaire	42
IV.3.2 Schéma par déplacement latéral	43
IV.3.3 Schéma à collecteur oblique	43
IV.3.4 Schéma du collecteur par zones étagées	44
IV.3.5 Schéma radial	44
IV.4 Situation démographique	44
IV.5 Découpage de l'aire d'étude en sous bassins élémentaires	45
IV.6 Choix du coefficient de ruissellement	46
IV.6.1 Coefficients de ruissellement en fonction de la nature des surfaces	47
IV.7 Calcul du nombre d'habitants pour chaque sous bassin	48
IV.7.1 Coefficient de ruissellement pondéré	48
IV.7.2 Calcul de la densité partielle	50
Conclusion	50

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

Introduction	51
V.1 Evaluation des débits d'eau usée	51
V.1.1 Nature des eaux usées à évacuer	51
V.1.2 Consommation en eau potable	53
V.1.3 Débit d'eau usée	53
V.1.4 Evaluation des débits d'eaux pluviales	57
V.1.5 Calcul des débits pluviaux	60
Conclusion	62

## **ChapitreVI:Calcul hydraulique du réseau d'assainissement**

Introduction	63
VI.1 Conception du réseau	63
VI.2 Dimensionnement du réseau d'assainissement	63
VI.2.1 Conditions d'écoulement et de dimensionnement	63
VI.2.2 Formules d'écoulement	64
VI.2.3 Mode de calcul	65
VI.3 Principe de tracé des collecteurs	67
VI.4 Calcul hydraulique	68
VI.5 Résultat du diagnostic du réseau d'assainissement existant	68
Conclusion	72

## **Chapitre VII: Elément constitutifs du réseau et ouvrages annexes**

Introduction	73
VII.1 Les ouvrages principaux	73
VII.1.1 Les canalisation	73
VII.1.2 Choix du type de canalisation	75
VII.2 Les ouvrages annexes	75
VII.2.1 Les branchements	75
VII.2.2 Les bouches d'égout	76
VII.2.3 Les regards	77
VII.2.4 Déversoirs d'orage	80
VII.2.5 Siphon	91
VII.2.6 Le système de relevage des eaux usées	96
Conclusion	105

## **Chapitre VIII: Organisation de chantier et estimation du cout de projet**

Introduction	106
VIII.1 Caractéristique de l'entreprise de réalisation	106
VIII.2 Les étapes de réalisation du projet	106
VIII.2.1 Avant projet sommaire	106
VIII.2.2 L'avant-projet détaillé	106
VIII.2.3 Emplacement des canalisations	106
VIII.2.4 Exécution des travaux	107
VIII.3 Devis quantitatif et estimatif	110
VIII.3.1 Détermination des différents volumes	111
VII.4 Planification des travaux	116
VIII.4.1 Calcul de temps de réalisation (tr)	117
Conclusion	118

## Liste des tableaux

<b>Tableau I.2</b> : Evolution de la population	4
<b>Tableau II.1</b> : Identification de la station de Tizi-Ouzou	12
<b>Tableau II.2</b> :Série d'observation de précipitations	13
<b>Tableau II.3</b> : caractéristiques de la série avec N=31	15
<b>Tableau II.4</b> : Valeur non classée et comparaison avec la médiane	16
<b>Tableau II.5</b> : caractéristiques de la série à la loi de Gumbel	19
<b>Tableau II.6</b> : Ajustement de la série à la loi de Gumbel	19
<b>Tableau II.7</b> : résultat du test d'adéquation de $X^2$ (Kh2) de la loi de Gumbel	19
<b>Tableau II.8</b> : Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Gumbel	19
<b>Tableau II.9</b> : caractéristiques de la série à la loi de Galton	21
<b>Tableau II.10</b> : Ajustement de la série à la loi de Galton	21
<b>Tableau II.11</b> : résultat du test d'adéquation de $X^2$ (Kh2) de la loi de Galton	22
<b>Tableau II.12</b> : Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Galton	22
<b>Tableau II.13</b> : Résultats du test d'adéquation pour les deux lois choisies	23
<b>Tableau II.10</b> :Intensité pour une période de retour de 10 ans	24
<b>Tableau III.1</b> : investigation structurelle des regards de visite	29
<b>Tableau III.2</b> : investigation hydraulique des collecteurs	32
<b>Tableau III.3</b> : Synthèse des points de rejets	37
<b>Tableau IV.1</b> : Domaine d'utilisation, avantages et inconvénients des différents systèmes	41
<b>Tableau IV.2</b> : Evolution de la population	45
<b>Tableau IV.3</b> : la subdivision en sous-bassins	46
<b>Tableau IV.4</b> : Coefficient de ruissellement en fonction de la nature des surfaces	47
<b>Tableau IV.5</b> : Coefficient de ruissellement en fonction des densités de population	47
<b>Tableau IV.6</b> : Nombre d'habitant pour chaque sous-bassin	49
<b>Tableau V.1</b> : Evaluation des débits des eaux usées	55
<b>Tableau V.2</b> :Détermination des débits de pointe d'eaux usées	56
<b>Tableau V.3</b> : Calcul des débits pluviaux	61
<b>Tableau VI.1</b> : valeurs indicatives du coefficient de rugosité de Strickler Ks	65
<b>Tableau VI.2</b> : collecteurs principaux des sous bassins (A1.A2.A3.A4.A5)	69
<b>Tableau VI.3</b> : collecteurs principaux des sous bassins (B1.B2.B3.B4)	69
<b>Tableau VI.4</b> : collecteurs principaux de sous bassin (I1)	69
<b>Tableau VI.5</b> : collecteurs principaux de sous bassins(M1)	70

<b>Tableau VI.7:</b> collecteurs principaux de sous bassins (P1.P2.P3 et Q1)	70
<b>Tableau VI.8:</b> collecteurs principaux de sous bassin (R1)	70
<b>Tableau VI.9:</b> collecteurs principaux de sous bassins (U1 et U2)	70
<b>Tableau VII.1 :</b> données du dimensionnement des déversoirs	82
<b>Tableau VII.2 :</b> calcul de temps de concentration 1	83
<b>Tableau VII.3 :</b> calcul de temps de concentration 2	85
<b>Tableau VII.4 :</b> calcul de temps de concentration 3	87
<b>Tableau VII.5 :</b> calcul de temps de concentration 4	88
<b>Tableau VII.6:</b> Résultats du dimensionnement des déversoirs latéraux	91
<b>Tableau VII.7 :</b> résultats du dimensionnement des siphons	95
<b>Tableau VII.8:</b> Dimensions de la bêche d'aspiration	97
<b>Tableau VII.9 :</b> choix du type de la pompe	101
<b>Tableau IV.10:</b> Variation journalière des tarifs de l'énergie	102
<b>Tableau VII.11 :</b> diamètre économique pour la conduite de refoulement (conduite en fonte)	104
<b>Tableau VII.12 :</b> calcul des frais d'exploitation	104
<b>Tableau VII.13 :</b> calcul des frais d'amortissement	104
<b>Tableau VII.14 :</b> Bilan du cout total	104
<b>Tableau VIII.1 :</b> détermination des différents volumes pour les deux intercepteurs	112
<b>Tableau VIII.2 :</b> détermination des différents volumes pour les émissaires	114
<b>Tableau VIII.3 :</b> Volumes des travaux	115
<b>Tableau VIII.4:</b> Détermination du devis quantitatif et estimatif du projet.	115
<b>Tableau VIII.5 :</b> Détermination des délais.	117



## LISTE DES FIGURES

<b>Figure I.1:</b> Description de la zone de l'étude	3
<b>Figure II.1 :</b> Représentation de la droite de Gumbel	20
<b>Figure II.2 :</b> Représentation de la droite de Galton	22
<b>Figure II.3 :</b> Courbe Intensité-Durée-Fréquence	25
<b>Figure IV.3.1 :</b> schéma perpendiculaire	43
<b>Figure IV.3.2 :</b> schéma par déplacement latéral	43
<b>Figure IV.3.3 :</b> schéma à collecteur transversal ou oblique	44
<b>Figure IV.3.4 :</b> Schéma du collecteur par zones étagées	44
<b>Figure IV.3.5 :</b> Schéma radial	44
<b>Figure VII.1:</b> Exemple d'un branchement simple	76
<b>Figure VII.2 :</b> Bouches d'égout	76
<b>Figure VII.3:</b> Emplacement des bouches d'égout	77
<b>Figure VII.4:</b> Exemple d'un regard de visite.	78
<b>Figure VII.5:</b> Exemple d'un regard de jonction	79
<b>Figure VII.6:</b> Exemple d'un regard de chute	79
<b>Figure VII.6:</b> Déversoir d'orage à seuil latéral	81
<b>Figure VII.7:</b> Schémas représentatif d'un siphon à point bas.	91
<b>Figure VIII.1:</b> diagramme de gant	118

## **Liste des planches**

**Planche N°1** : Plan de masse avec réseau existant

**Planche N°2** : Plan de masse avec réseau projeté

**Planche N°3** : Profil en long de l'intercepteur I (CintI)

**Planche N°4** : Profil en long de l'intercepteur II (CintII)

**Planche N°5** : Eléments constitutifs du réseau

# INTRODUCTION GENERALE

## **Introduction générale**

L'augmentation de la demande en ressource hydrique liée aux accroissements démographiques, économiques et urbains, et ces derniers sont à l'origine de différentes sources de pollution environnementale.

Les eaux usées rejetées souvent dans le milieu naturel sont à l'origine de différentes pollutions environnementales. Donc La préservation des ressources hydriques consiste une élimination de major partie de pollution à partir d'un système d'assainissement qui permet d'acheminer les eaux usées en provenance des différents services vers un traitement de manière à rejeter une eau assainie dans l'environnement.

En effet, la plupart des rejets des eaux usées du bassin sud de la ville de Tizi-Ouzou sont dans le milieu naturel ce qui a engendré une pollution dans les cours d'eau et même un risque sur la santé des habitants.

Dans ce contexte, l'étude d'assainissement de la zone Sud de la ville de Tizi-Ouzou a pour but de recenser les réseaux existants et leurs exutoires aboutissant au flanc sud de la ville, en vue de relever les différentes anomalies et d'éliminer les rejets des eaux usées dans le milieu naturel en les évacuant vers les deux stations d'épuration existante et projetée afin de protéger la santé humaine contre la propagation des maladies nocives et éviter la pollution de la nappe par ces rejets.

Pour bien mener cette étude, nous avons scindé notre travail en huit chapitres dont le premier s'occupe de la description de la zone d'étude. En suite nous avons déterminé la pluie décennale de notre projet dans le deuxième chapitre.

Un diagnostic physique du réseau existant a été abordé au cours du troisième chapitre suivi du calcul de base et l'évaluation des débits à évacuer dans les chapitres quatre et cinq respectivement.

Par la suite le dimensionnement du nouveau réseau et des différents ouvrages annexes ont été abordés dans les deux chapitres six et sept.

Puis nous avons terminé par présenter un calcul estimatif et quantitatif du projet ainsi que la durée de réalisation total de ce dernier au cours de huitième chapitre.

# CHAPITRE I

## **DESCRIPTION DE LA ZONE D'ETUDE**

*chapitre-I-***DESCRIPTION DE LA ZONE D'ETUDE****Introduction**

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

La présentation de l'agglomération est une phase importante pour procéder à l'élaboration de l'étude de gestion du système d'assainissement de la zone d'étude.

L'objectif de ce chapitre c'est de présenter une synthèse des données récupérées auprès de la commune de Tizi-Ouzou et les différents organismes compétents qui permettront de connaître la zone d'étude par ses contraintes environnementales et économiques.

**I.1 Situation géographique**

Outre son chef-lieu Tizi-Ouzou ville, la commune de Tizi-Ouzou comporte:

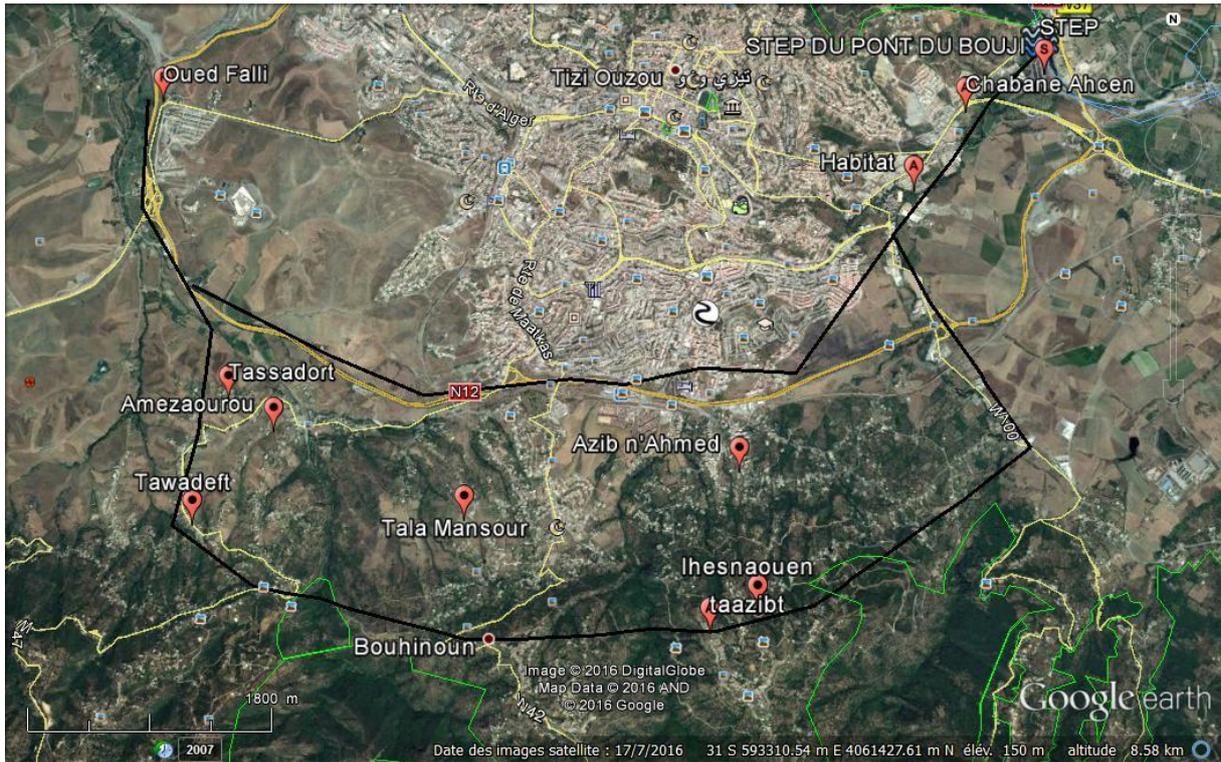
- **Les agglomérations secondaires:** Irdjaouen (Redjaouna), Tala Athmane, Tassadort, Abid n'Chemlal, Irehalen (Rehahlia), Bouhinoun-Azaghar, Sikh Oumeddour et Aït Hassene.
- **Les agglomérations en zones éparses :** Bouhinoun, Azib n'Ahmed, Timizar Loghbar, Ighil Ouberouak-Mezsatta, Tadart Tamokrante et Ikemouden.

L'étude concerne les localités dont les rejets des eaux usées aboutissent au flanc sud de la ville à savoir:

- Tawadef, Thassadort, Bouhinoun I et II, Azib Ahmed, Amezaourou, Tala mansour et Ihesnaouen, Ain Meziab.

Ainsi que les rejets des localités par lesquels passera la conduite d'assainissement projetée avant de rejoindre les stations d'épuration existantes et projetées. A savoir :

- Oued Falli, Chaban AHCEN.



**Figure I.1:** Description de la zone de l'étude (Source : Google Earth)

Tout de même nous pouvons délimiter la zone de l'étude entre les : CW100 à l'Est, CW147 à l'Ouest, la RN12 au Nord, et à la limite de la commune au Sud.

## I.2 Situation géologique et hydrogéologique

Tizi Ouzou est située dans la vallée de l'oued Sebaou. Elle occupe un col (d'où son nom) et est entourée de montagnes. La ville est construite à une altitude de 200 m. La ville des genêts s'étale au pied du mont Sidi Belloua auquel s'adosse une partie de la vieille ville (dite la Haute Ville ou Dechra voire Taddart). Ce massif tient son nom du saint éponyme Sidi Belloua et culmine à plus de 600 m.

La géologie concerne surtout la lithologie et pendage des couches qui, en combinaison avec les autres paramètres (pentes, niveau des nappes etc.) peuvent engendrer des affaissements, des glissements de terrain ou d'autres phénomènes plus ou moins néfastes pour la stabilité des futures constructions.

Sur le plan lithologique, la commune de Tizi Ouzou présente une multitude de faciès, dont les plus représentés sont énumérés ci-après :

- Les alluvions et sables :

Ces faciès, moyennement stables, sont rencontrés dans les zones de dépression en bordure des principaux oueds (plaines et terrasses alluviales).

- Les argiles :

Formations très peu perméables et sensibles à l'érosion au même titre que les marnes, les argiles sont localisées essentiellement au niveau des dépressions où elles côtoient les formations alluvionnaires.

- Les marnes :

Formations très sensibles à l'érosion et souvent sujettes aux glissements de terrains quand elles sont situées en forte pente, les marnes sont principalement rencontrées sur les versants qui surplombent de part et d'autre la vallée du Sébaou.

### I.3 Démographie

#### I.3.1 Estimation de la population actuelle

Le nombre d'habitants dans la commune est évalué à 144 036 en 2008 (source DPAT). Pour le nombre d'habitants actuel de la zone de l'étude, il est estimé selon le découpage du PDAU de la ville de Tizi-Ouzou d'où on trouve 50407 habitants en 2014.

Pour la projection du nombre d'habitants dans la zone de l'étude nous allons procéder par la formule du taux d'accroissement tel que :  $T=2,5\%$  (Source : APC Tizi-Ouzou).

$$P = P0(1 + T)^n \tag{I.1}$$

Où :

- P : population future à l'horizon considéré (hab)
- P0 : population à l'année de référence (hab)
- T : taux d'accroissement annuel de la population ( $T=2.5\%$ )
  - n : nombre d'année séparant l'année de référence à l'horizon considéré (22ans)

**Tableau I.1 : Evolution de la population**

Année	2014	2017	2039
<b>Oued falli</b>	15435	26572	28616
<b>Chaaban Ahcen</b>	26264	45215	48692
<b>Pos villageois</b>	8708	14991	16144
<b>Population totale</b>	50407	86778	93452

### I.4 Situation hydraulique

#### I.4.1 Alimentation en eau potable

La disponibilité de la ressource en eau non loin de la ville de Tizi Ouzou est un atout important pour accompagner et concrétiser les différents projets de développement prévus dans une partie de la zone de l'étude.

Les deux principales ressources seront tirées à partir de la nappe alluviale de l'Oued sebaou et du barrage Taksebt. La mobilisation de celle-ci sera assurée par l'intermédiaire des ouvrages suivants :

- La batterie de forage au nombre de dix (10) implantés dans le champ captant de Bouaid, mobilisant un débit global journalier de 24000 m<sup>3</sup>/j.

- Les deux conduites jumelées en fonte émanant du barrage de Taksebt (2x1800 mm), qui alimente le réservoir R2000 m<sup>3</sup> de la station de reprise située à la limite du périmètre de la ville nouvelle.

La dotation appliquée actuellement pour la ville de Tizi-Ouzou est : dot=200 l/j/habitant.(Source : ADE Tizi-Ouzou)

#### **I.4.2 Réseau d'assainissement**

Les rejets des eaux usées des localités du flan sud de la ville sont dans le milieu naturel (cour d'eau) dont le type de réseau d'assainissement on le trouve unitaire et séparatif.

Dans la zone d'étude on trouve une station d'épuration existante de Pont de Bougie d'une capacité de 120000 Eq/hab et une projetée de Oued Falli d'une capacité de 50000 Eq/hab.

#### **Conclusion**

Dans ce chapitre, on s'intéresse à collecter toutes les données nécessaires de notre zone d'étude pour l'élaboration de notre projet et de pouvoir procéder aux différents dimensionnements des collecteurs qui élimineront tous les points de rejet, source de pollution de l'environnement, et qui achemineront les eaux vers la station d'épuration existante et projetée pour leur traitement.

Suite à ce chapitre, notre prochain travail s'axera sur l'étude hydrologique avant d'entamer le diagnostic du réseau existant.

**CHAPITRE II**  
**ETUDE HYDROLOGIQUE**

## Chapitre-II-

**ETUDE HYDROLOGIQUE****Introduction**

La connaissance des principes de bases de l'hydrologie de façon qu'il soit en mesure de poser les problèmes, d'élaborer certaines solutions et de devenir interlocuteur valable au sein d'une équipe multidisciplinaire. Le dimensionnement, la sécurité et la bonne exploitation des ouvrages hydrauliques sont toujours liés à une évaluation saine non seulement des débits disponibles en moyenne mais surtout des débits extrêmes.

Au niveau du domaine de conception du réseau d'assainissement l'étude hydrologique est une phase obligatoire dont le but principal est de déterminer l'intensité maximale afin de savoir comment les évacuer et d'éviter le problème d'inondation.

**II.1 Notion d'averses :**

On entend par averse une période de forte pluie ininterrompue.

L'averse est caractérisée par son intensité, c'est-à-dire par la quantité de pluie  $\Delta H$  en un temps  $\Delta t$ . S'il tombe sur un bassin une pluie d'une hauteur  $H$  mm, elle provoque un ruissellement différent selon qu'elle tombe en 6h ou en 15min. l'intensité de pluie varie à chaque instant au cours d'une même averse.

**II.2 Choix de la période de retour :**

La période de retour est le temps que met une averse d'une intensité donnée pour se manifester. Une pluie de période de retour de 10 ans est une pluie qui peut se manifester une fois tous les 10 ans. Pour les projets d'assainissement, nous optons généralement pour une pluie décennale. Le choix de la période de retour est le résultat d'un compromis entre le coût du réseau d'égout, l'entretien et la protection de ce dernier contre les risques auxquels il est exposé et ceux qu'il risque de provoquer en cas d'insuffisance.

**II.3 Détermination de l'intensité moyenne de précipitation :**

L'analyse de l'intensité moyenne maximale est très importante dans le dimensionnement des réseaux d'égout, des systèmes de drainage et des aménagements anti-érosifs.

L'ingénieur chargé d'un projet d'assainissement devra estimer l'intensité moyenne maximale afférente à un intervalle de temps  $\Delta t$  de différents points du réseau.

$$i_m = \frac{\Delta h}{\Delta t} \quad (\text{II.1})$$

Avec :

- $i_m$  : intensité moyenne en mm/h
- $\Delta h$  : hauteur de pluie tombée pendant la durée  $\Delta t$

Pour le calcul de l'intensité, on doit :

- Déterminer les paramètres statistiques de la série et les interprète.
- Faire le choix des lois de probabilités.
- Calculer les paramètres de chaque loi (ajustement).
- On vérifie l'adéquation de notre distribution expérimentale aux différentes lois retenues.
- On calcul les quantiles.

La station pluviométrique de la commune de Tizi-Ouzou était prise comme station de référence, son identification est présentée dans le tableau II.1.

**Tableau II.1** : Identification de la station de Tizi-Ouzou

Station	code	période d'observation	Nombre d'année
Tizi-Ouzou	021810	1980 au 2010	31

**Source** : ANRH de BLIDA

**Tableau II.2** : Série d'observation de précipitations mensuelles et maximales journalières  
(station Tizi-Ouzou, Code :021810)

Années	sep	oct	nov	dec	janv	fev	mars	avril	mai	juin	juil	aout	Pmax,j
1980	0,9	19,1	23,8	49,5	11,8	11,5	22	20,6	36	1,2	0	20,9	<b>49,5</b>
1981	6,5	29,7	18,5	32,8	30,3	30,2	7,8	6,3	24,7	6,2	0	0,2	<b>32,8</b>
1982	98,2	20,4	60,6	40	2	26	26,7	9,8	11,9	0	2,3	8,9	<b>98,2</b>
1983	4,2	24,5	20	21,7	47,2	33,6	15,9	12,8	28	13,4	0	0	<b>47,2</b>
1984	12,2	46,3	15,5	34,4	31	18,7	53,7	5	35,3	0	0	0	<b>53,7</b>
1985	13	26,2	30,8	18,9	16,8	47,7	101,9	11,9	4,3	14	6,8	5,7	<b>101,9</b>
1986	7,2	11,5	23,4	60,7	44	44	24,7	3,6	7	9,6	0,7	2,5	<b>60,7</b>
1987	13,3	23,1	25,4	22,1	24,2	17,6	28	35,5	11,5	16,6	6,9	0	<b>35,5</b>
1988	32,5	3,4	31,3	45,9	16,1	8,9	18,9	28,4	3,4	6,2	3,6	38,1	<b>45,9</b>
1989	14,6	21,4	22,1	22,7	16,5	0,1	10,4	33,4	23,7	10,1	13,5	0	<b>33,4</b>
1990	6,6	29	15,6	57,3	33,8	27,5	19	12,3	17,8	1,4	0,4	2,8	<b>57,3</b>
1991	3,5	58	12,1	6,6	49,3	25	18	60,3	36,6	22,6	6,1	0,2	<b>60,3</b>
1992	4,3	41,8	37,1	67,6	17	25,6	8,7	27,4	27,1	0,2	0	6,4	<b>67,6</b>
1993	24	17,8	28,3	26,5	46,5	38	5	16,1	1,2	0	0	9,5	<b>46,5</b>
1994	60,8	18,3	9,2	45,6	72,7	18,1	31,9	19,3	1	6,4	0,3	10,8	<b>72,7</b>
1995	3	7,5	10,1	24,2	40,4	46,6	17,3	73,1	16,8	7,4	5,1	3	<b>73,1</b>
1996	26,2	46	17,9	22,3	12,7	14,4	8,3	23	8,7	4,1	0,3	4,4	<b>46</b>
1997	24,8	34,2	59,5	40,8	27,9	79,2	26,7	40	62,4	0,6	0	1,8	<b>79,2</b>
1998	11,5	27	21,5	26,4	28,8	28,2	19	6,2	20,5	0,2	0	2,1	<b>28,8</b>
1999	10,8	6	41,7	80,1	5,7	3,7	3,5	12	29,1	2,4	0	0,3	<b>80,1</b>
2000	5,9	9,4	27,8	30,8	58	11,9	2,3	20,4	16,5	0	0	0,7	<b>58</b>
2001	22,1	4	20,1	23	28,6	18,5	25,4	12,8	19,3	1,1	1	12	<b>28,6</b>
2002	16,3	22,1	66,9	92,3	47,7	18,7	24,4	49,5	17,3	2,5	3	0,9	<b>92,3</b>
2003	12,1	14,9	35,6	25,7	34,1	19,3	17,8	27	65,6	1	2,2	10,1	<b>65,6</b>
2004	5,4	20,4	52,6	48,6	32,8	33,5	5,3	6,2	1,5	0	1,4	0,5	<b>52,6</b>
2005	10,6	17,8	15,7	30,4	19,8	53,9	18,3	6,2	61,7	2,3	1	6,1	<b>61,7</b>
2006	16	6,2	4,5	38,6	3,9	21	77,1	68,5	6,1	7,5	99,4	1,4	<b>77,1</b>
2007	36,5	88,6	129	27	3	4,2	32,2	21,2	25,1	9,8	7,1	0	<b>129</b>
2008	15	33,6	63,3	30,6	50,6	10,2	22,3	31,2	34,1	0	2,5	6,9	<b>63,3</b>
2009	39,5	20,9	31,8	37,7	28,2	10,2	63,5	76,2	30	14,1	0,6	11,3	<b>76,2</b>
2010	15,1	35,6	42,5	43	27,3	31,5	37,1	44,4	55,3	23,3	3	0,4	<b>55,3</b>

Source : ARNH de BLIDA

### II.3.1 Détermination des caractéristiques empiriques de la série

Les caractéristiques de cette série sont :

➤ La somme des précipitations maximales journalières durant 31 ans d'observations :

$$\sum_{i=1}^{N=31} X_i = 1930.1 \text{ mm} \quad (\text{II.2})$$

➤ Moyenne des précipitations maximales journalières :

$$\bar{X} = \frac{\sum_{i=1}^{N=31} X_i}{N} = \frac{1930.1}{31} = 62.26 \text{ mm} \quad (\text{II.3})$$

➤ Ecart type  $\sigma_x$  :

Pour  $N > 30$  on a :

$$\sigma_x = \left[ \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^N (X_i - \bar{X})^2}{N}} \right] = \sqrt{\frac{15610.75}{31}} = 22.44 \text{ mm} \quad (\text{II.4})$$

➤ Coefficient de variation  $C_v$  :

$$C_v = \frac{\sigma_x}{\bar{X}} = \frac{22.44}{62.26} = 0.360 \quad (\text{II.5})$$

➤ L'exposant climatique :

Selon les études régionales de l'ARNH on a  $b=0.34$

Avec :

- $N$  : la taille de la série,  $N=31$
- $X_i$  : précipitations maximales journalières  $P_{\max,j}$  en mm

Les caractéristiques de la série sont représentées dans le tableau 2.3 :

**Tableau II.3** : caractéristiques de la série avec N=31

caractéristiques	Formules	Valeurs
La somme des $P_{\max j}$ en (mm)	$\sum_{i=1}^{N=31} Xi$	1930.1mm
La moyenne des $P_{\max j}$ en (mm)	$\bar{X} = \frac{\sum_{i=1}^{N=31} Xi}{N}$	62.26 mm
L'écart type « $\sigma_x$ » ;  Pour $N > 30$ ans	$\sigma_x = \left[ \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^N (Xi - \bar{X})^2}{N}} \right]$	22.44 mm
Coefficient de variation « $C_v$ » :	$C_v = \frac{\sigma}{\bar{X}}$	0.36
L'exposant climatique :	b=0.34	

### II.3.2 Vérification de l'homogénéité de la série

La vérification de l'homogénéité de la série est indispensable avant de passer à l'ajustement.

L'homogénéisation des données est une analyse statistique de l'information aidant à une prise de décision conséquente. Elle consiste en :

- La détection des anomalies dans les série hydrologiques et d'en chercher la cause ;
- La correction de ces anomalies par des méthodes appropriées ;

On vérifie l'homogénéité de notre série par la méthode de test de la médiane dont le principe est :

- \*Classer l'échantillon par ordre croissant ;
- \*Déterminer la médiane  $M_e$  ;
- \*Remplacer la série des valeurs non classes par un signe (-) ou un signe (+) :

(+) pour  $X_i > M_e$  ;

(-) pour  $X_i < M_e$  ;

- \*Calculons les quantités  $N_s$  et  $T_s$ , avec :

$N_s$  : nombre totale de séries de + ou de - ;

$T_s$  : taille de la plus grande série de + ou de - ;

$$N_s > \frac{1}{2} \left( n + 1 - u_{1-\alpha/2} \sqrt{n + 1} \right) \quad (\text{II.6})$$

$$T_s < 3.3 (\log n + 1) \quad (\text{II.7})$$

Si les conditions sont vérifiées donc l'homogénéité de l'échantillon est vérifiée.

**Test de la médiane :**

Après le classement de la série de la plus petite valeur jusqu'à la plus grande, on calcule :

➤ **La médiane :**

Puisque la série est impaire donc la médiane est observée en rang 16 donc :

La médiane ( $X_{50\%}$ ) **Me=60.3 mm**

On procède au calcul du test de la médiane sur la série non classée:

**Tableau II.4 :** Valeur non classée et comparaison avec la médiane

Série non classée	Comparaison avec la médiane	Série non classée	Comparaison avec la médiane
49,5	-	46	-
32,8	-	79,2	+
98,2	+	28,8	-
47,2	-	80,1	+
53,7	-	58	-
101,9	+	28,6	-
60,7	+	92,3	+
35,5	-	65,6	+
45,9	-	52,6	-
33,4	-	61,7	+
57,3	-	77,1	+
60,3	+	129	+
67,6	+	63,3	+
46,5	-	76,2	+
72,7	+	55,3	-
73,1	+		

On trouve :  $N_s=17$  ;  $T_s=5$

On a :  $N=31$

$U_{1-\alpha/2}=1.96$  d'après le tableau de Gauss ;

**AN :**

$$1/2 (31+1-1.96\sqrt{32})=10.456$$

$$3.3 ((\log 31)+1)=8.22$$

Donc  $N_s=17 > 10.456$  et  $T_s= 5 < 8.22$  ;

Alors les deux conditions sont vérifiées donc l'homogénéité est vérifiée.

### II.3.3 Choix de la loi d'ajustement [1]

Les lois d'ajustement sont nombreuses et ne peuvent être appliquées à un échantillon que si les conditions homogénéité - stationnarité sont réunies.

Les deux lois généralement utilisées sont :

- ✓ La loi log-normale ou la loi de Galton.
- ✓ La loi doublement exponentielle ou loi de Gumbel.

Les critères de choix d'une loi sont liés à un ajustement graphique d'abord et ensuite à un test de dispersion. L'allure des points sur du papier à probabilité permet à prime abord d'accepter ou de rejeter la loi (Toute sinuosité, mauvaise courbure ou cassure de pente est considérée comme un mauvais ajustement).

Le test de dispersion permet d'accepter ou de rejeter l'appartenance d'une population de débits à une loi donnée en fonction d'un seuil de tolérance fixé à priori (en général 5%). Un des tests les plus utilisés est le test de  $X^2$  (Khi 2) ou test de Pizzeti-Pearson.

Les critères de choix pouvant être retenus sont :

- A qualité égale, la loi qui a le moins de paramètres est à retenir.
- A qualité égale et nombre de paramètres égal, il faut comparer les estimations des deux lois. Si elles sont nettement différentes, il faut prendre une nouvelle loi quitte à prendre un paramètre supplémentaire.

### II.3.4 Calcul des paramètres de la loi choisie et vérification de son adéquation

#### II.3.4.1 Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Gumbel :

La fonction de répartition de la loi de Gumbel  $F(x)$  est donnée par l'expression suivante :

$$F(x) = e^{-e^{-y}} \quad (\text{II.8})$$

Tel que : 
$$Y = \frac{(X - X_0)}{\alpha} \quad (II.9)$$

Avec :

$Y$  : variable réduite de GUMBEL

$X$  : précipitation maximale journalière (mm)

$X_0$  et  $\alpha$  : paramètres d'ajustement, tel que :

$X_0$  : ordonnée à l'origine en (mm)

$\alpha$  : Paramètre de l'échelle différent de zéro et positif appelé aussi « gradex »

On peut écrire l'expression d'un quantile comme suit :

$$X = Y \times \alpha + X_0 \quad (II.10)$$

• **Procédé d'ajustement :**

- classer les valeurs des précipitations par ordre croissant avec attribution d'un rang 1, 2, 3, .....m.
- calculer pour chaque valeur de précipitation la fréquence expérimentale par la formule de HAZEN.

$$F(X) = \frac{m - 0.5}{n} \quad (II.11)$$

- $m$  : rang de précipitation
- $n$  : nombre d'observations
- calculer la variable réduite de GUMBEL donnée par la formule:

$$Y_i = - \ln (-\ln(F(x_i))) \quad (II.12)$$

- calculer les paramètres d'ajustement «  $\alpha$  » et «  $X_0$  »
- représenter graphiquement les couples  $(x_i, y_i)$  sur papier GUMBEL

• **Estimations des paramètres :** par deux méthodes :

**Méthode des moments :** elle conduit à des estimations de calcul particulièrement simple et d'emploi très fréquent.

**Méthode du maximum de vraisemblance :** ne s'utilise que lorsque l'on dispose de moyens de calcul automatique.

Pour déterminer les paramètres de la série par la loi de Gumbel, on fait appel au logiciel Hyfran, tel que dans notre calcul, on a opté pour la méthode du maximum de vraisemblance et la fréquence choisie c'est celle de Hazen.

**Tableau II.5 :** caractéristiques de la série à la loi de Gumbel

Caractéristiques	valeur
Nombre de données (N)	31
Minimum	28.6
Maximum	129
Moyenne	62.3
Ecart-type	22.8
Médiane	60.3
Coefficient de variation (Cv)	0.366
Coefficient d'asymétrie (Cs)	0.863
Coefficient d'aplatissement (Ck)	3.56

Les résultats de l'ajustement à la loi de Gumbel et du test d'adéquation de Khi2 sont représentés dans les tableaux ci-dessous :

**Tableau II.6 :** Ajustement de la série à la loi de Gumbel

Période de retour	probabilité	Valeurs théoriques	Ecart-type	Intervalle de confiance
T (ans)	q (%)	XT (mm)	mm	95% (mm)
100	0.9900	138	13.8	111-165
50	0.9800	125	12.0	101-148
20	0.9500	107	9.65	88.3-126
10	0.9000	93.8	7.86	78.4-109
5	0.8000	79.7	6.10	67.8-91.7
2	0.5000	58.5	3.93	50.8-66.2

**Tableau II.7 :** résultat du test d'adéquation de  $X^2$  (Kh2) de la loi de Gumbel

$X^2$ (Khi2)	p-value	Degré de liberté	Nombre de classe
2.19	0.7002	4	7

Conclusion : nous pouvons accepter H0 au niveau de signification de 5%

Pour notre étude on s'intéresse à la précipitation maximale journalière de période de retour de 10ans et d'après le logiciel HYFRAN on a obtenu le résultat suivant:

**Tableau II.8 :** Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Gumbel pour la période de retour de 10ans

T (ans)	q (%)	$P_{p\%}$ (mm)	Ecart-type (mm)	Intervalle de confiance (mm) (95%)
10.0	0.9000	93.8	7.86	78.4-109

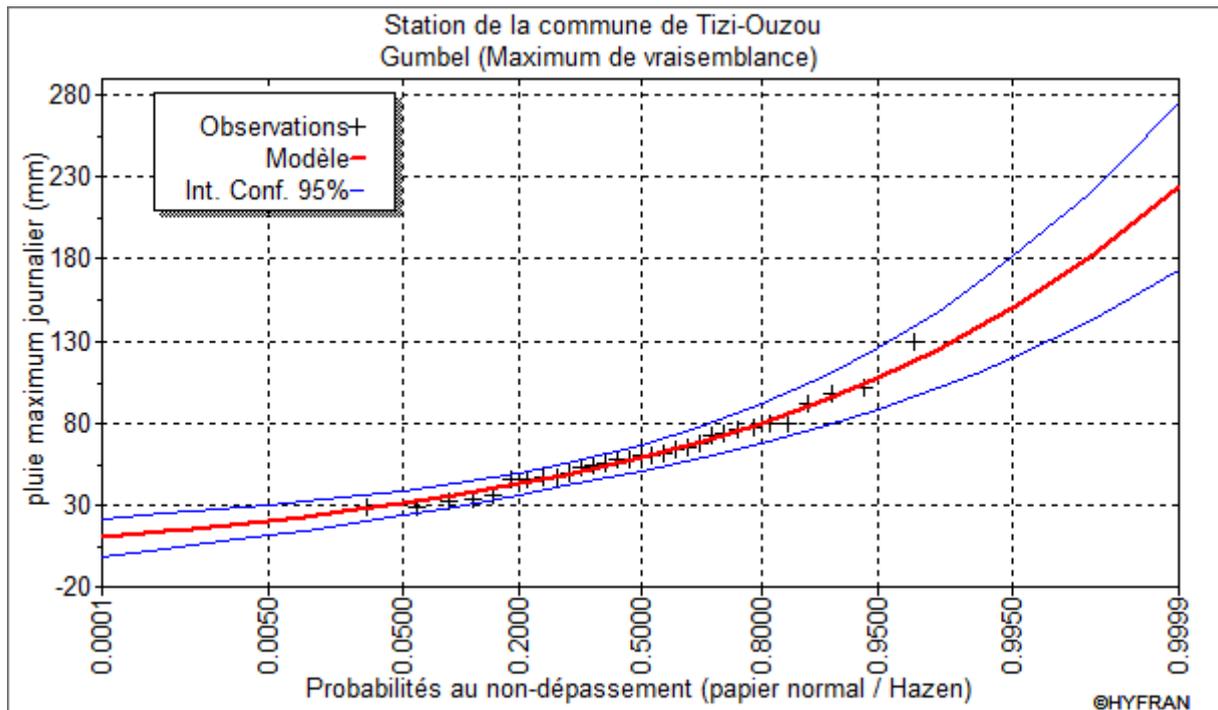


Figure II.1 : Représentation de la droite de Gumbel

### II.3.4.2 Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Galton :

La loi de Galton a une fonction de répartition qui s'exprime selon la formule suivant :

$$F(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^u e^{-\frac{1}{2}u^2} du \quad (\text{II.13})$$

F(x) : fréquence au non dépassement ;

La variable réduite est de la forme :

$$u = \frac{x_i - \bar{x}}{\sigma_x} \quad (\text{II.14})$$

L'équation de la variable réduite présentée sous la forme  $\overline{\log x} + u\sigma_{\log x}$  est l'équation d'une droite sur papier gauss-logarithmique avec en abscisse l'échelle gaussienne et en ordonnée l'échelle logarithmique.

- **procédé d'ajustement :**

1. classement des valeurs par ordre décroissant (fréquence au dépassement) ;
2. calcul de la fréquence expérimentale;
3. calcul des caractéristiques empiriques de la série initiale ;

4. calcule des caractéristiques de la série transformée en  $\overline{\log x}$  et  $\sigma_{\log x}$  ;
5. report des valeurs sur papier gaussien-logarithmique ;
6. détermination de la droite de Galton  $\log x = \overline{\log x} + u\sigma_{\log x}$  ;
7. détermination de la valeur extrême soit graphiquement sur la droite, soit analytiquement par :  $x_p\% = 10^{\overline{\log x} + u_p\sigma_{\log x}}$  d'où :

$$x_p\% = 10^{\overline{\log x} + u_p\sigma_{\log x}} \quad (\text{II.15})$$

8. tracer la droite de Galton (à l'aide du logiciel HYFRAN) ;

Pour déterminer les paramètres de la série par la loi de Galton, on fait appel au logiciel Hyfran, tel que dans notre calcul, on a opté pour la méthode du maximum de vraisemblance et la fréquence choisie c'est celle de Hazen.

**Tableau II.9 :** caractéristiques de la série à la loi de Galton

Caractéristiques	valeur
Nombre de données (N)	31
Minimum	28.6
Maximum	129
Moyenne	62.3
Ecart-type	22.8
Médiane	60.3
Coefficient de variation (Cv)	0.366
Coefficient d'asymétrie (Cs)	0.863
Coefficient d'aplatissement (Ck)	3.56

Les résultats de l'ajustement à la loi de Galton et du test d'adéquation de Khi2 sont représentés dans les tableaux ci-dessous :

**Tableau II.10:** Ajustement de la série à la loi de Galton

Période de retour	probabilité	Valeurs théoriques	Ecart-type	Intervalle de confiance
T (ans)	q (%)	XT (mm)	mm	95% (mm)
100	0.9900	138	17.7	103-172
50	0.9800	124	14.7	95.6-153
20	0.9500	107	11.0	85.5-128
10	0.9000	93.6	8.42	77.1-110
5	0.8000	79.6	6.15	67.5-91.7
2	0.5000	58.4	3.86	50.8-66.0

**Tableau II.11 :** résultat du test d'adéquation de  $X^2$  (Kh2) de la loi de Galton

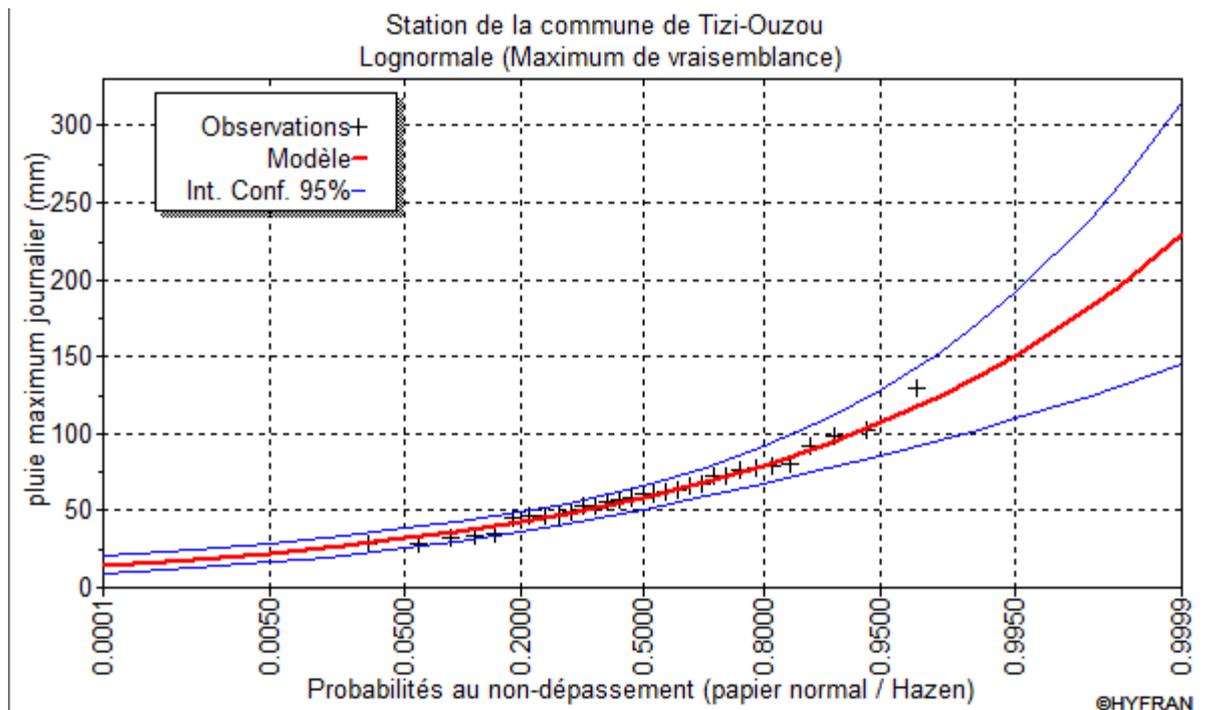
$X^2$ (Khi2)	p-value	Degré de liberté	Nombre de classe
2.19	0.7002	4	7

Conclusion : nous pouvons accepter  $H_0$  au niveau de signification de 5%.

Pour notre étude on s'intéresse à la précipitation maximale journalière de période de retour de 10ans et d'après le logiciel HYFRAN on a obtenu le résultat suivant:

**Tableau II.12 :** Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Galton pour la période de retour de 10ans

T (ans)	q (%)	$P_{p\%}$ (mm)	Ecart-type (mm)	Intervalle de confiance (mm) (95%)
10.0	0.9000	93.8	7.86	78.4-109



**Figure II.2 :** Représentation de la droite de Galton

### II.3.4.3 Contrôle de l'ajustement

Dans notre choix de test d'adéquation, on a opté pour le test de Khi2 et on a obtenu les résultats pour les deux lois choisies par le logiciel HYFRAN et on les a comparés avec ceux qu'on a obtenus par la table de Pearson (Annexe1). Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau II.13** : Résultats du test d'adéquation pour les deux lois choisies

Loi choisie	p-value	Nombre de classe	Degré de liberté	X <sup>2</sup> (Khi2) calculé	X <sup>2</sup> (Khi2) théorique
Gumbel	0.7002	7	4	2.19	9.488
Galton	0.7002	7	4	2.19	9.488

X<sup>2</sup> théorique est obtenu sur la table de Person qui donne la probabilité  $\alpha$  pour que X<sup>2</sup> égale ou dépasse une valeur donnée en fonction du nombre de degré de liberté.

X<sup>2</sup> calculé < X<sup>2</sup> théorique donc l'justement des lois est bon pour une probabilité 1- $\alpha$  soit 95%.

Donc cela nous conduit à dire que la série s'ajuste pour les deux lois, mais il faut choisir la loi la plus adéquate.

Selon les critères de choix de la loi et en comparant les deux courbes d'ajustement, on a opté pour la loi de Galton.

### II.3.4 Calcul de l'intensité de pluie de durée de 15 minutes et de période de retour de 10 ans par la formule de Montanari

La connaissance des pluies de courte durée est très importante dans l'assainissement.

L'intensité moyenne maximale de durée de 15mn, pour une période de retour de 10ans  $I_{15mn,10\%}$  entre dans le calcul des débits pluviaux drainés par les collecteurs.

Pour le calcul de l'intensité moyenne de précipitation, pour un intervalle de référence 15 mn on utilise la formule de Montanari suivante:

$$\bar{i}_{15mn,10\%} = \frac{P_{\max,15mn,10\%}}{15mn} \tag{II.16}$$

Avec:

$\bar{i}_{15mn,10\%}$  : Intensité moyenne de précipitation pour une averse de fréquence 10% et une durée de 15mn.

$$P_{\max,15mn,10\%} = P_{\max,j,10\%} \left( \frac{t}{24} \right)^b \tag{II.17}$$

b : Exposant climatique, b=0.34

$P_{\max,j,10\%}$  : est donnée par la droite de Galton,  $P_{\max,j,10\%} = 93.6\text{mm}$

t : durée d'une averse, t=15min

Pour l'estimation de l'intensité, nous n'admettons qu'une averse ayant lieu une fois tous les 10 ans durant 15 min, peut-être la valeur optimale.

L'application numérique pour les formules (II.17) et (II.16) nous donne les résultats suivants :

$$P_{\max,15\text{min},10\%} = 93.6 \left(\frac{0.25}{24}\right)^{0.34} = 19.83\text{mm}$$

$$\bar{I} = \frac{19.83}{0.25} = 79.32\text{mm/h, Donc } \bar{I} = 79.32 \text{ mm/h}$$

**Tableau II.10 : Intensité pour une période de retour de 10 ans**

t(h)	P <sub>max,t,10%(mm)</sub>	i <sub>max,t,10%(mm/h)</sub>	t(h)	P <sub>max,t,10%(mm)</sub>	i <sub>max,t,10%(mm/h)</sub>
0,25	19.83	79.32	12,5	74.98	6
0,5	25.10	50.20	13	75.99	5.85
1	31.77	31.77	13,5	76.97	5.70
1,5	36.46	24.31	14	77.93	5.57
2	40.21	20.11	14,5	78.86	5.44
2,5	43.38	17.35	15	79.78	5.32
3	46.15	15.39	15,5	80.67	5.20
3,5	48.64	14	16	81.55	5.10
4	51	12.72	16,5	82.40	4.99
4,5	52.98	11.77	17	83.24	4.90
5	54.91	10.98	17,5	84.07	4.80
5,5	56.72	10.31	18	84.88	4.72
6	58.42	9.74	18,5	85.67	4.63
6,5	60.03	9.24	19	86.45	4.55
7	61.57	8.80	19,5	87.22	4.47
7,5	63.03	8.40	20	87.97	4.40
8	64.43	8.05	20,5	88.72	4.33
8,5	65.77	7.74	21	89.45	4.26
9	67.06	7.45	21,5	90.16	4.19
9,5	68.30	7.19	22	90.87	4.13
10	69.50	6.95	22,5	91.57	4.07
10,5	70.67	6.73	23	92.26	4.01
11	71.79	6.53	23,5	92.93	3.95
11,5	72.86	6.34	24	93.63	3.9
12	73.95	6.16			

Le tableau au-dessus, nous donne l'intensité moyenne maximale en fonction de diverses durées « t » pour une période de retour décennale en utilisant l'expression de Montanari.

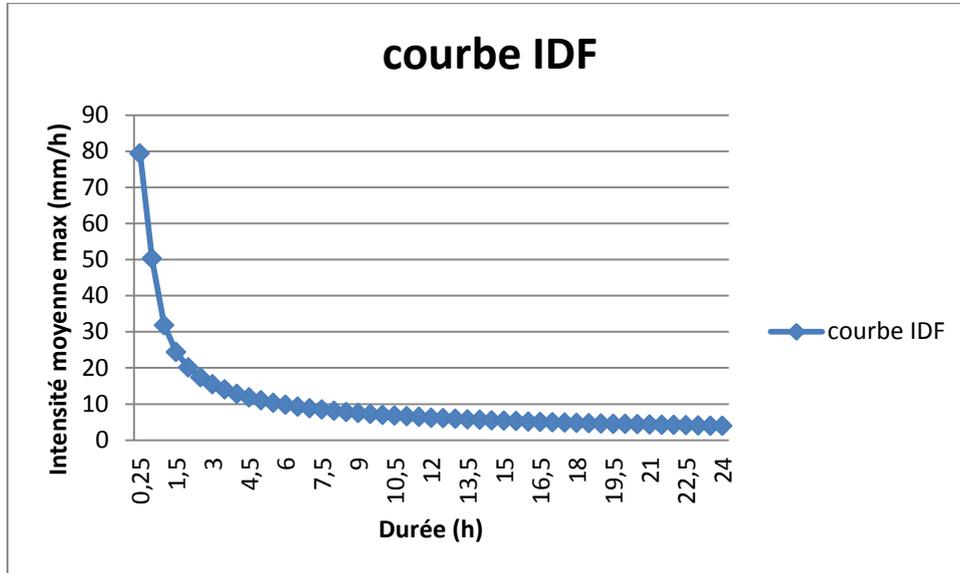


Figure II.3 : Courbe Intensité-Durée-Fréquence (Station Tizi-Ouzou)

**Conclusion**

L'étude hydrologique nous a permis de déterminer l'intensité moyenne maximale et cela d'après les résultats obtenus par l'ajustement de la série pluviométrique à la loi de Galton, et on a :

$$i_{15\text{min},10\%} = 79.32\text{mm/h} ;$$

D'où le débit spécifique est :

$$i = \frac{79.32 \times 10000}{3600} = 220.331\text{l/s/ha}$$

Donc on prend :

**i=220.33 l/s/ha**

**CHAPITRE III**

**DIAGNOSTIC DU**

**RESEAU D'ASSAINISSEMENT EXISTANT**

*Chapitre-III-***DIAGNOSTIC DU RESEAU D'ASSAINISSEMENT EXISTANT****Introduction**

Les réseaux d'assainissement peuvent au bout de quelques années présenter des anomalies susceptibles de perturber le fonctionnement du système d'évacuation, qui est le cas de notre zone.

Un système d'assainissement urbain remplit trois fonctions principales :

- Protection de l'environnement urbain, ou drainage des eaux urbaines, par temps de pluie ou par temps sec.
- Stabilité de tous les ouvrages.
- protection de l'environnement naturel.

Les dégradations structurelles ou fonctionnelles, d'un ou de plusieurs ouvrages constituant le système d'assainissement, notamment les collecteurs, sont à l'origine de ces dysfonctionnements :

- l'obsolescence entraîne des mises en charge fréquentes, donc des risques d'inondations ou tout simplement de débordement.
- les trous, les fissures, la corrosion interne ou externe d'un ouvrage, etc.... peuvent, selon leur importance mettre en danger la stabilité structurelle d'un ouvrage, entraînant des déformations de sa géométrie, ou même son effondrement.
- ces mêmes dégradations structurelles, peuvent d'une part entraîner l'infiltration d'eau claire parasite, et d'autre part, l'exfiltration des effluents.

Ces dysfonctionnements ne permettent plus un traitement optimal au niveau des stations d'épuration et qui sont à l'origine de la pollution d'une nappe phréatique, qu'elle soit exploitée ou pas, est un critère qui prend de plus en plus d'importance.

La panne d'un réseau d'assainissement est une rupture nette du service, entraînant des désordres, et peut-être même des arrêts de fonction dans certains environnements. Une panne peut être alors définie comme étant l'accomplissement final d'un dysfonctionnement.

L'étude de diagnostic a pour but de caractériser une structure et son environnement direct pour connaître l'état réel, déceler les anomalies, les analyser et les interpréter. Elle doit aider à identifier les facteurs intervenant directement ou indirectement dans le processus de dégradation afin de permettre le choix de la solution et de la technique de la réhabilitation les plus appropriées.

Le réseau existant concerné par cette étude a fait l'objet de plusieurs visites, certaines en compagnie du représentant de la direction des ressources en eau de la wilaya de Tizi-Ouzou, qui par la relève des principaux tampons accessibles ont permis :

- De comprendre le fonctionnement hydraulique du réseau.

- D'estimer l'état général de la structure des ouvrages constituant le réseau.

### **III.1 Le diagnostic global des réseaux d'assainissement : [2]**

Le diagnostic global est la réunion de trois types d'investigations :

- **Le diagnostic géométrique** : Il s'agit de diagnostiquer les dégradations affectant la géométrie de la conduite suite au comportement mécanique du sol environnant. Pour cela, il est nécessaire de faire appel à des auscultations géométriques qui permettent de comparer la mesure de la géométrie de la canalisation à une référence, afin d'identifier les déformations éventuelles, on procède à un diagnostic géométrique aussi pour contrôler la qualité de pose des canalisations, du point de vue alignement, de la pente...etc.
- **Le diagnostic géotechnique et hydrogéologique** : Afin d'anticiper les dysfonctionnements du réseau, il est nécessaire d'obtenir une connaissance la plus précise et la plus détaillée possible de la géologie du sol alentour. Les paramètres géophysiques à renseigner sont notamment :
  - La présence d'une cavité de densité différente (poche d'air ou d'eau) ;
  - La nature géologique du sol voisin (argile, sable, grès) ;
  - La pression exercée par le sol sur la canalisation (charge roulante).
- **Le diagnostic physico-chimique** : Il s'agit d'évaluer les dégradations intrinsèques des canalisations. Les paramètres physicochimiques des canalisations dont on doit suivre l'évolution dans le temps sont les suivants :
  - Mesure du pH au niveau de la surface interne ;
  - Mesure de la résistance mécanique ;
  - Pénétrabilité du matériau (effritement) ;
  - Épaisseur du matériau au-dessus de l'armature (béton armé) ;
  - Étanchéité et perméabilité.

### **III.2 Phases principales d'une étude de diagnostic**

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

#### **III.2.1 Recueil et exploitation des données**

Dans le cadre du diagnostic, des interventions sur le site ont été effectuées dans le but d'élaborer un recueil des données nécessaires pour la prise des connaissances et les visites d'ouvrages in situ. ces données en général sont les suivantes :

- ✓ Collecte des données topographiques, ces plans topographiques ont permis une représentation de la totalité du réseau d'assainissement;
- ✓ Mise à jour des données topographiques avec les plans de recellement et un levé topographique;

- ✓ Visite sur le terrain pour réaliser une description précise des ouvrages (Regard, Déversoir d'orage, canalisation...);
- ✓ Localisation des zones inondables et les nouveaux quartiers à assainir;
- ✓ Synthèse du fonctionnement du réseau en son état actuel et définir les travaux d'urgence;
- ✓ Analyse des risques géotechniques liés à la nature des sols et les risques hydrogéologiques liés à la présence des nappes;
- ✓ Recensement de tous les rejets et voir leur impact sur les milieux récepteurs;
- ✓ L'estimation des flux théoriques avec une comparaison aux carences de collecte.

### III.2.2 Mesure des débits et degré de pollution

Les mesures sont effectuées par temps sec et temps de pluie, sur les collecteurs et aux points de rejet à fin de déterminer tous les débits et d'identifier les apports parasites permanents. On a recours à des inspections nocturnes pour identifier les collecteurs producteurs d'eau parasite.

### III.2.3 Investigations spécifiques

Dans le cas où on a des doutes sur des tronçons de réseau on fait des inspections par caméra vidéo sur les collecteurs producteurs d'eau parasite ou des essais à la fumée pour identifier les faux branchements.

## III.3 Aperçu général sur le réseau d'évacuation

### III.3.1 Reconnaissance du terrain

L'analyse des plans existants plus au moins actualisés nous permet à établir un constat sur le réseau et les ouvrages existant (canalisations, regards...).La reconnaissance fournit les informations à savoir:

- La localisation du tracé des canalisations ;
- Les données sur les diamètres et les types de matériau des canalisations ;
- L'évaluation de l'état des canalisations et des ouvrages.

### III.3.2 Etat du système d'évacuation et des rejets

L'ensemble des rejets des eaux usées des localités de la zone sud de la ville sont dans le milieu naturel (cour d'eau) dont le type de réseau d'assainissement en général est unitaire, construit en tenant compte de la topographie accidentée de la zone et des différents cours d'eau existant qui jouent le rôle d'exutoire directe des différents collecteurs.

La nature de ces rejets sont des eaux pluviales, usées et industrielles et la pluparts sont rejetés dans le milieu récepteur sans traitement.

**Remarque :** dans notre diagnostic, on s'intéresse sur la partie aval du réseau d'assainissement, où on a localisé les différents points de rejet et on a fait une description structurelle des collecteurs principaux de chaque localité.

**III.3.3 Investigation structurelle**

Elle a pour objet d'établir une description de l'intégralité structurelle des composants de la partie aval du réseau d'assainissement sur une longueur entre 100 et 200m, les résultats sont reportés dans les tableaux suivants et des photos illustrant l'état sont jointes en Annexes II:

**Tableau III.1 : investigation structurelle des regards de visite**

Tronçon	Prof RV (m)	Désordre dans la zone du tampon		Désordre dans la cheminé		Etat des échelons	Observations
		Etat du tampon	Etat du cadre	Structure	Colmatage		
Q1-2	1,2	Inexistant	Inexistant	Dégradée	Oui	Inexistant	Regard à refaire selon les normes.
Q1-1 (exutoire)	0,5	-	-	-	-	-	Pas de regard .Rejet direct de la conduite dans le cour d'eau.
01-13	1,20	Bon	Bon	Bonne	Non	Inexistant	Tampon en bon état mais partiellement couvert par le goudron de la chaussée ce qui rend l'ouverture très difficile.
01-12	1,65	Bon	Bon	Bonne	Non	Inexistant	
01-11	2,60	Bon	Bon	Bonne	Non	Inexistant	
01-10	2,50	Bon	Bon	Bonne	Non	Inexistant	
01-9	3,04	Bon	Bon	Bonne	Non	Inexistant	
01-8	3,04	Bon	Bon	Bonne	Non	Inexistant	
01-7	1,67	Bon	Bon	Bonne	Non	Inexistant	
01-6	1,67	Bon	Bon	Bonne	Non	Inexistant	
01-5	1,70	Bon	Bon	Bonne	Non	Inexistant	
01-4	1,00	Bon	Bon	Bonne	Non	Inexistant	
01-3	1,00	Bon	Bon	Bonne	Non	Inexistant	
01-2	3,63	Bon	Bon	Bonne	Non	Inexistant	
01-1	3,62	Bon	Bon	Bonne	Non	Inexistant	
02-3	1,61	Bon	Bon	Bonne	Non	Inexistant	
02-2	1,52	Bon	Bon	Bonne	Non	Inexistant	
02-1	1,61	Bon	Bon	Bonne	Non	Inexistant	
N:112	1,01	Bon	Bon	Bonne	Non	Inexistant	
R1-4	1,65	Bon	Bon	Bonne	Non	Moyen	Echelons rouillés mais fonctionnels
R1-3	1,9	Bon	Bon	Bonne	Non	Moyen	
R1-2	1,8	Bon	Bon	Bonne	Non	Moyen	
R1-1 (exutoire)	0,6	-	-	-	-	-	Pas de regard .Rejet direct de la conduite dans le cour d'eau.

Source : Bureau d'étude (BIB)

**Suite du tableau III.1**

Tronçon	Prof RV (m)	Désordre dans la zone du tampon		Désordre dans la cheminé		Etat des échelons	Observations
		Etat du tampon	Etat du cadre	Structure	Colmatage		
U1-6	2,7	Bon	Bon	Bonne	Non		Bon état
U1-5	3,04	Bon	Bon	Bonne	Non		Bon état
U1-4	2,91	Bon	Bon	Bonne	Non		Bon état
U1-3	3,21	Bon	Bon	Bonne	Non		Bon état
U1-2	3	Bon	Bon	Bonne	Non		Bon état
U1-1 (exutoire)	3,5	-	-	-	-		Pas de regard. Rejet direct de la conduite dans le cour d'eau.
A1-6	2,42	Bon	Bon	Bonne	Non	Inexistant	Bon état
A1-5	3,06	Bon	Bon	Bonne	Oui	Inexistant	Existence de pierres en dépôt dans le regard.
A1-4	2,72	Bon	Bon	Bonne	Non	Inexistant	Bon état
A1-3	2,71	Couvert de terre	Bon	Bonne	Non	Inexistant	Bon état
A1-2	3,25	Inexistant		Dégradée	Oui	Inexistant	-Une grille en acier couvre le regard -Cheminée cassée non étanche.
A1-1 (exutoire)	3,32	Inexistant	Inexistant	Bonne	Oui	Inexistant	Rejet vers le cour d'eau, nécessite un curage.
P1-5	1,95	Bon	Bon	Bonne	Non	Inexistant	Bon état
P1-4	1,95	Inexistant	Dégradé	Moyenne	Non	Inexistant	Etat moyen
P1-3	1,77	Bon	Bon	Bonne	Non	Inexistant	Bon état
P1-2	2,8	Bon	Bon	Bonne	Non	Inexistant	Bon état
P1-1	1	Bon	Bon	Bonne	Non	Inexistant	Bon état

**Source : Bureau d'étude (BIB)**

Suite du tableau III.1

Tronçon	Prof RV (m)	Désordre dans la zone du tampon		Désordre dans la cheminé		Etat des échelons	Observations
		Etat du tampon	Etat du cadre	Structure	Colmatage		
M1-8	1,23	Bon	Bon	Bonne	Non	Inexistant	Collecteur réalisé dans un terrain instable.
M1-7	1,3	Bon	Bon	Bonne	Non	Inexistant	
M1-6	1,2	Bon	Bon	Bonne	Non	Inexistant	
M1-5	1,2	Bon	Bon	Bonne	Non	Inexistant	
M1-4	1,2	Bon	Bon	Bonne	Non	Inexistant	
M1-3	1,25	Bon	Bon	Bonne	Non	Inexistant	
M1-2	1,2	Bon	Bon	Bonne	Non	Inexistant	
M1-1 (exutoire)	3,97	-	-	-	-	-	Pas de regard. Rejet direct de la conduite dans le milieu naturel.
I1-4	1,08	Bon	Bon	Bonne	Non	Inexistant	Bon état
I1-3	5,62	Inexistant	Inexistant	Dégradée	Oui	Inexistant	Regard dans le jardin d'une propriété privée.
I1-2	1,65	Bon	Bon	Bonne	Non	Inexistant	Bon état
I1-1 (exutoire)	3	Bon	Bon	Bonne	Non	Inexistant	Bon état
B1-6	1,46	Bon	Bon	Bonne	Non	Inexistant	Bon état
B1-5	-	-	-	-	-	-	Regard sous chaussée.
B1-4	-	-	-	-	-	-	Regard sous chaussée.
B1-3	-	-	-	-	-	-	Regard sous chaussée.
B1-2	3,6	Bon	Bon	Bonne	Non	Inexistant	Bon état
B1-1 (exutoire)	1,98	-	-	-	-	-	Pas de regard. Rejet direct de la conduite dans le milieu naturel.
B2-10	-	-	-	-	-	-	Regard sous chaussée.
B2-9	-	-	-	-	-	-	Regard sous chaussée.
B2-8	-	-	-	-	-	-	Regard sous chaussée.
B2-7	-	-	-	-	-	-	Regard sous chaussée.
B2-6	-	-	-	-	-	-	Regard sous chaussée.
B2-5	1,84	Bon	Bon	Bonne	Non	Inexistant	Bon état
B2-4	1,13	Bon	Bon	Bonne	Non	Inexistant	Bon état
B2-3	-	-	-	-	-	-	Regard sous chaussée.
B2-2	-	-	-	-	-	-	Regard sous chaussée.
B2-1	-	-	-	-	-	-	Regard sous chaussée.

Source : Bureau d'étude (BIB)

III.3.4 Investigation hydraulique

Elle vise à relever les caractéristiques hydrauliques de l'écoulement dans le réseau, à vérifier la capacité disponible et d'évaluer les risques de mise en charge et de débordement.

Les résultats sont détaillés dans le tableau suivant :

Tableau III.2 : investigation hydraulique des collecteurs

Tronçon		Prof RV (m)		Prof. Moyenne (m)	Diamètre (mm)	Nature de l'effluent	Avaloirs	Matériaux	Pente (%)	Longueur (m)	Observations
Q1_2	Q1_1 (exutoire)	1,2	0,5	0,85	400	Eau usée	Inexistants	Béton	6,79	65,99	_ Dimensionnement du collecteur à vérifier. _ Pente de l'ouvrage importante. _ Linéaire du tronçon supérieur à 50 m, rend le curage compliqué. _ La possibilité d'existence d'un regard enfouis non repéré peut modifier la valeur de la pente correspondante.
01_13	01_12	1,2	1,7	1,43	600	Eau usée	Inexistants	Béton	0,56	20,21	
01_12	01_11	1,7	2,6	2,13					0,57	14,73	
01_11	01_10	2,6	2,5	2,55					0,43	15,45	_ Pente de l'ouvrage faible mais admissible =>Risque de stagnation des effluents.
01_10	01_9	2,5	3	2,77					3,07	19,05	
01_9	01_8	3	3	3,04					4,75	29,34	_ Pente de l'ouvrage importante.
01_8	01_7	3	1,7	2,36					3,85	53,91	
01_7	01_6	1,7	1,7	1,67					7,41	51,7	_ Pente de l'ouvrage importante.
01_6	01_5	1,7	1,7	1,69					5,82	25,96	
01_5	01_4	1,7	1	1,35					1,85	48,77	
01_4	01_3	1	1	1					-0,09	11,63	_ Contre pente => risque important de stagnation des effluents,
01_3	01_2	1	3,6	2,32					7,48	15,19	_ Pente de l'ouvrage importante.
01_2	01_1	3,6	3,6	3,63	1,28	109,2	_ Linéaire du tronçon supérieur à 50 m, rend le curage compliqué. _ La possibilité d'existence d'un regard enfouis non repéré peut modifier la valeur de la pente correspondante.				
02_3	02_2	1,6	1,5	1,57	600	Eau usée	Inexistants	Béton	8,65	53,42	_ Pente de l'ouvrage importante.
02_2	02_1	1,5	1,6	1,57	600				3,71	16,16	
02_1	01_10	1,6	2,5	2,06	600				3,84	11,66	
N:112	01_2	1	3,6	2,32	1500x1000				1,35	18,2	
R1_4	R1_3	1,7	1,9	1,78	500	Eau usée	Inexistants	Béton	8,62	33,21	_ Pente de l'ouvrage importante.
R1_3	R1_2	1,9	1,8	1,85	500				18	53,25	
R1_2	R1_1 (exutoire)	1,8	0,6	1,2	500	Eau usée	Inexistants	Béton	11	70,43	_ Pente de l'ouvrage importante. _ Linéaire du tronçon supérieur à 50 m, rend le curage compliqué. _ La possibilité d'existence d'un regard enfouis non repéré peut modifier la valeur de la pente correspondante.

Suite du tableau III.2

Tronçon		Prof RV (m)		Prof. Moyenne (m)	Diamètre (mm)	Nature de l'effluent	Avaloirs	Matériaux	Pente (%)	Longueur (m)	Observations
I1_4	I1_3	1,1	5,6	3,35	400	Eau usée	Inexistants	Béton	5,83	75,32	_ Pente de l'ouvrage importante. _ Linéaire du tronçon supérieur à 50 m, rend le curage compliqué _ La possibilité d'existence d'un regard enfouis non repéré peut modifier la valeur de la pente correspondante.
I1_3	I1_2	5,6	1,7	3,64	400				0,55	23,92	
I1_2	I1_1 (exutoire)	1,7	3	2,33	400				1,64	96,5	_ Linéaire du tronçon supérieur à 50 m, rend le curage compliqué. _ La possibilité d'existence d'un regard enfouis non repéré peut modifier la valeur de la pente correspondante.
B1_6	B1_5	1,5	2,2	1,83	300	Eau usée	Inexistants	Béton	7,02	65,43	_ Pente de l'ouvrage importante. _ Linéaire du tronçon supérieur à 50 m, rend le curage compliqué. _ La possibilité d'existence d'un regard enfouis non repéré peut modifier la valeur de la pente correspondante.
B1_5	B1_4	2,2	2,5	2,35					6,06	38,55	
B1_4	B1_3	2,5	2,5	2,51					6,33	47,05	_ Pente de l'ouvrage importante.
B1_3	B1_2	2,5	3,6	3,06					5,19	49,35	
B1_2	B1_1 (exutoire)	3,6	2	2,79	400				4,43	92,42	_ Pente de l'ouvrage importante. _ Linéaire du tronçon supérieur à 50 m, rend le curage compliqué. _ La possibilité d'existence d'un regard enfouis non repéré peut modifier la valeur de la pente correspondante.

Source : Bureau d'étude (BIB)

Suite du tableau III.2

Tronçon		Prof RV (m)		Prof. Moyenne (m)	Diamètre (mm)	Nature de l'effluent	Avaloirs	Matériaux	Pente (%)	Longueur (m)	Observations
B2_10	B2_9	1,6	2,3	1,99	300	Eau usée	Inexistants	Béton	6,38	41,23	_ Pente de l'ouvrage importante.
B2_9	B2_8	2,3	1,6	1,99					11,3	38,02	
B2_8	B2_7	1,6	1,8	1,72					13,9	34,96	
B2_7	B2_6	1,8	2,1	1,97					15,8	25,13	
B2_6	B2_5	2,1	1,8	1,99					6,43	82,15	_ Pente de l'ouvrage importante. _ Linéaire du tronçon supérieur à 50 m, rend le curage compliqué. _ La possibilité d'existence d'un regard enfouis non repéré peut modifier la valeur de la pente correspondante.
B2_5	B2_4	1,8	1,1	1,49					8,73	36,87	_ Pente de l'ouvrage importante.
B2_4	B2_3	1,1	1,3	1,22					1,65	47,15	
B2_3	B2_2	1,3	2	1,65					1,69	60,49	_ Linéaire du tronçon supérieur à 50 m, rend le curage compliqué. _ La possibilité d'existence d'un regard enfouis non repéré peut modifier la valeur de la pente correspondante.
B2_2	B2_1	2	2,3	2,16					0,66	53,34	
B2_1	B1_2	2,3	3,6	2,97					400		

Source : Bureau d'étude (BIB)

Suite du tableau III.2

Tronçon		Prof RV (m)		Prof. Moy (m)	Diamètre (mm)	Nature de l'effluent	Avaloirs	Matériaux	Pente (%)	Longueur (m)	Observations
U1_6	U1_5	2,7	3	2,87	1500x2300	Eau usée +Eau pluviale	-	Béton	2,5	101,73	_ Linéaire du tronçon supérieur à 50 m, rend le curage compliqué. _ La possibilité d'existence d'un regard enfouis non repéré peut modifier la valeur de la pente correspondante.
U1_5	U1_4	3	2,9	2,98					2,5	22,1	
U1_4	U1_3	2,9	3,2	3,06					1,66	78,59	_ Linéaire du tronçon supérieur à 50 m, rend le curage compliqué. _ La possibilité d'existence d'un regard enfouis non repéré peut modifier la valeur de la pente correspondante.
U1_3	U1_2	3,2	3	3,11					1,54	64,44	
U1_2	U1_1 (exutoire)	3	3,5	3,25					2,31	56,55	
A1_6	A1_5	2,4	3,1	2,74	ovoïde 2900X1900	Eau usée + Eau pluviale	-	Béton	0,5	31,6	
A1_5	A1_4	3,1	2,7	2,89					0,5	61,01	_ Linéaire du tronçon supérieur à 50 m, rend le curage compliqué. _ La possibilité d'existence d'un regard enfouis non repéré peut modifier la valeur de la pente correspondante.
A1_4	A1_3	2,7	2,7	2,72					0,5	22,56	
A1_3	A1_2	2,7	3,3	2,98					0,51	50,97	
A1_2	A1_1 (exutoire)	3,3	3,3	3,29					0,51	28,26	
P1_9	P1_8	1,2	1,3	1,25	600	Eau usée	Inexistants	Béton	18,1	25,48	_ Pente de l'ouvrage importante.
P1_8	P1_7	1,3	1,5	1,42					18,5	35,89	
P1_7	P1_6	1,5	1,9	1,72					5,86	17,25	
P1_6	P1_5	1,9	2	1,95					4,21	30,59	
P1_5	P1_4	2	2	1,95					0,48	21,64	
P1_4	P1_3	2	1,8	1,86					5,84	101,48	_ Linéaire du tronçon supérieur à 50 m, rend le curage compliqué.
P1_3	P1_2	1,8	2,8	2,29					7,32	89,9	_ Pente de l'ouvrage importante. _ La possibilité d'existence d'un regard enfouis non repéré peut modifier la valeur de la pente correspondante.
P1_2	P1_1	2,8	1	1,9	1,04	113,91	_ Linéaire du tronçon supérieur à 50 m, rend le curage compliqué. _ La possibilité d'existence d'un regard enfouis non repéré peut modifier la valeur de la pente correspondante.				

Suite du tableau III.2

Tronçon		Prof RV (m)		Prof. Moyenne (m)	Diamètre (mm)	Nature de l'effluent	Avaloirs	Matériaux	Pente (%)	Longueur (m)	Observations			
P2_3	P2_2	1,5	1,6	1,53	400	Eau usée	Inexistants	Béton	7,94	54,17	_ Pente de l'ouvrage importante.			
P2_2	P2_1	1,6	1,7	1,65					10,7	12,51				
P2_1	P1_4	1,7	2	1,84	600				6,62	65,43	_ Pente de l'ouvrage importante. _ Linéaire du tronçon supérieur à 50 m, rend le curage compliqué. _ La possibilité d'existence d'un regard enfouis non repéré peut modifier la valeur de la pente correspondante.			
P3_4	P3_3	1	1	1	400				5,87	40,44	_ Pente de l'ouvrage importante.			
P3_3	P3_2	1	1	1					5,22	53,16				
P3_2	P3_1	1	1,7	1,35					9,22	44,87				
P3_1	P1_4	1,7	2	1,83					2,62	61,52		_ Linéaire du tronçon supérieur à 50 m, rend le curage compliqué. _ La possibilité d'existence d'un regard enfouis non repéré peut modifier la valeur de la pente correspondante.		
M1_8	M1_7	1,2	1,3	1,27	400				Eau usée	Inexistants	Béton	8,11	38,3	_ Pente de l'ouvrage importante.
M1_7	M1_6	1,3	1,2	1,25								5,25	33,76	
M1_6	M1_5	1,2	1,2	1,2								2,56	34,62	
M1_5	M1_4	1,2	1,2	1,2		10	34,91							
M1_4	M1_3	1,2	1,3	1,23		6,31	35,04	_ Pente de l'ouvrage importante.						
M1_3	M1_2	1,3	1,2	1,23		8,75	21,57							
M1_2	M1_1 (exutoire)	1,2	4	2,59		2,51	22,13							

Source : Bureau d'étude (BIB)

### III.3.5 Identification des points de rejets

Le tableau suivant détaille la localisation de chaque point de rejet ainsi que la nature de l'effluent et du milieu récepteur.

**Tableau III.3 : Synthèse des points de rejets**

Rejet	Localité	Collecteur	Nature de l'effluent	Exutoire actuel des eaux
A	Oued Falli	Ovoïde (2900x1900)	Pluviales	Milieu naturel
		Ø 1200	Usée	
B	Ain Meziabe	Ø 300	Usée	Milieu naturel
J	Ecole primaire Tassadort	Ø 300	Usées	Milieu naturel
I	Tassadort	Ø 400	Usées	Milieu naturel
G	Azzib lakhel	Ø 200	Usées	Milieu naturel
K	Azzib lakhel	Ø 400	Usées	Milieu naturel
L	Lotissement kassed	Ø 600	Usées	Milieu naturel
M	Lotissement kassed	Ø 400	Usées	Milieu naturel
N	Groupement de Gendarmerie	Ø 300	Usées	STEP
O	Lotissement Ammari	2 x Ø1500	Pluviales	Milieu naturel
		Ø 600	Usées	STEP
P	Azzib Ahmed	2 x Ø1500	Pluviales	Milieu naturel
		Ø 600	Usées	STEP
Q	Azzib Ahmed	Ø 400	Usées	Milieu naturel

Source : Bureau d'étude (BIB)

## Suite du tableau III.3

<b>R</b>	Azzib Ahmed	Ø 600	Usées	Milieu naturel
<b>T</b>	Tifra lait	Ø 600	Industriels	Milieu naturel (Oued Sebaou)
<b>S</b>	Chaban Ahcen	Ø 600	Usées+pluviales	Milieu naturel (Oued Sebaou)
<b>U</b>	Lotissement Salhi et Hamouténe	Ovoïde (1500x2300)	Usées+pluviales	Milieu naturel (Oued Sebaou)

Source : Bureau d'étude (BIB)

### III.4 Constatations

Après avoir terminé l'analyse des données disponibles sur le réseau de notre zone d'études, on peut résumer les anomalies observées comme suit :

- Etat des regards :

-désordre dans la zone du tampon, tampon et cadre inexistant ;

-désordre dans la cheminé, structure dégradée et un colmatage ;

-dans l'ensemble des regards, des échelons inexistant ;

-absence de regard, rejet direct de la conduite dans le cours d'eau ;

-regard avec un tampon en bon état mais partiellement couvert par le goudron de la chaussée ce qui rend l'ouverture très difficile ;

-regard avec un tampon couvre de terre et cadre dégradé ;

-implantation d'un regard sans tampon et colmaté avec une structure dégradée dans une propriété privée, ce qui cause le problème des mauvais odeurs ;

-existence des regards sous chaussée ;

- Etat des collecteurs :

-existence de pentes de l'ouvrage importantes ;

-linéaire du tronçon supérieur à 50 m, rend le curage compliqué ;

-existence de pentes faibles, risque de stagnation des effluents ;

-la possibilité d'existence d'un regard enfouis non repéré peut modifier la valeur de la pente correspondante ;

-absence totale des avaloirs d'ouvrages d'évacuation des eaux pluviales ;

-les canalisations sont circulaires dont certaines sont ovoïdes, le type de matériau est principalement le béton armé ;

- Les rejets des eaux usées et industrielles sont directement dans le milieu naturel sans prétraitement qui peuvent contaminer la nappe, et nuire à la population.

- Existence des bassins de retenue destinés à la STEP, reçoivent des eaux pluviales et des eaux usées ce qui provoque des odeurs.

### **III.5 Recommandations**

Sur la base de notre diagnostic, nous proposons les recommandations suivantes :

- Les regards doivent être curés périodiquement de tous les déchets qui peuvent perturber l'écoulement et engendre des problèmes laborieux sur le bon fonctionnement du réseau.
- Redimensionner les tronçons des collecteurs principaux existants pour décider ce qui seront gardés ou changés.
- Abandonner les collecteurs qui passent sous les constructions et les remplacer par d'autres tracés.
- Projeter un réseau d'assainissement qui consiste à supprimer l'ensemble des rejets existants et projeter un système de transfert des eaux usées de la zone de l'étude vers la station d'épuration existante de Pont de Bougie et projetée de Oued Falli.

### **Conclusion**

L'étude du diagnostic du réseau d'assainissement existant de la zone sud de la ville de Tizi-Ouzou nous a permis de constater les différentes anomalies qui perturbent le fonctionnement actuel du réseau et que tous les rejets sont déversés directement dans le milieu naturel sans un traitement adéquat.

Dans ce contexte, notre objectif c'est de recenser les réseaux existants et leurs exutoires aboutissant au flanc sud de la ville, en vue d'éliminer les rejets des eaux usées dans le milieu naturel en les évacuant vers les stations d'épuration existantes ou projetées.

# CHAPITRE IV

## CALCUL DE BASE

*Chapitre-IV-***CALCUL DE BASE****Introduction**

L'étude d'assainissement a pour but de proposer un schéma directeur d'assainissement et de définir les solutions techniques les mieux adaptées à la gestion des eaux usées d'origines domestiques et pluviales. Ces solutions techniques devront répondre aux objectifs suivants :

- Garantir à la population présente et de futur des solutions durables pour l'évacuation et le traitement des eaux usées ;
- Respecter le milieu naturel en préservant les ressources en eaux souterraines et superficielles;
- Assurer le meilleur compromis économique ;

Dans ce chapitre ; on va s'intéresser au calcul de base du réseau d'évacuation d'eaux usées et pluviales et de l'estimation du nombre d'habitants pour L'horizon de calcul donné, le choix du système de réseau et du schéma ; le nombre de sous bassins adoptés et le coefficient de ruissellement correspondant.

**IV.1 Système d'évacuation du réseau d'assainissement [3]**

Le système de canalisation, quelque soit sa nature, projeté au niveau d'une zone rurale, urbaine, industrielle, en assainissement permet d'évacuer :

- Les eaux pluviales en quantité importante, qui englobent toutes les eaux de ruissellement.
- Les eaux usées (eaux vannes, ménagères...) provenant des habitations, appelées également eaux d'origine domestique.
- Les eaux usées provenant des industries et des services publics.

Le mode de transfert de ces eaux est en fonction de leur origine et leur composition en matières. De ce fait, les eaux usées domestiques, industrielle et pluviales, peuvent être évacuées au moyen des systèmes principaux suivants:

- **Système unitaire** : ce système prévoit l'évacuation en commun dans une même conduite des eaux d'égout ménagères et industrielles et les eaux de pluie. Ce système nécessite des ouvrages et des stations d'épuration relativement importante afin de pouvoir absorber des pointes de ruissellement.
- **Système séparatif** : ce système prévoit l'évacuation des eaux d'égout ménagères et industrielles dans une seule conduite, les eaux pluviales dans une autre. Ces deux canalisations ont fréquemment des tracés différents à l'exception de certains tronçons.
- **Système pseudo-séparatif** : Ce système est conçu de telle manière à recevoir les eaux usées et une fraction des eaux de ruissellement. L'autre fraction des eaux de ruissellement sera transitée par les canaux et quelques tronçons d'ouvrages pluviaux.

**Tableau IV.1 :** Domaine d'utilisation, avantages et inconvénients des différents systèmes

Systeme	Domaine d'utilisation	Avantages	Inconvénients	Contraintes d'exploitation
<b>Unitaire</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- milieu récepteur éloigné des points de collecte ;</li> <li>- topographie à faible relief ;</li> <li>- imperméabilisation importante et topographie accentuée de la commune ;</li> <li>- débit d'étiage du cours d'eau récepteur important.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- conception simple : un seul collecteur, un seul branchement par immeuble ;</li> <li>- encombrement réduit du sous-sol ;</li> <li>- à priori économique (dimensionnement moyen imposé par les seules eaux pluviales) ;</li> <li>- aspect traditionnel, dans l'évolution historique des cités ;</li> <li>- pas de risque d'inversion de branchement</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- débit à la station d'épuration très variable ;</li> <li>- lors d'un orage, les eaux usées sont diluées par les eaux pluviales ;</li> <li>- apport de sable important à la station d'épuration ;</li> <li>- acheminement d'un flot de pollution assez important lors des premières pluies après une période sèche ;</li> <li>- rejet direct vers le milieu récepteur du mélange " eaux usées - eaux pluviales " au droit des déversoirs d'orage</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- entretien régulier des déversoirs d'orage et des bassins de stockage ;</li> <li>- difficulté d'évaluation des rejets directs vers le milieu récepteur</li> </ul>
<b>séparatif</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- petites et moyennes agglomérations ;</li> <li>- extension des villes ;</li> <li>- faible débit d'étiage du cours d'eau récepteur.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- diminution du diamètre moyen du réseau de collecte des eaux usées ;</li> <li>- exploitation plus facile de la station d'épuration ;</li> <li>- meilleure préservation de l'environnement des flux polluants domestiques ;</li> <li>- certains coûts d'exploitation sont limités (relevage des effluents notamment).</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- encombrement important du sous-sol ;</li> <li>- coût d'investissement élevé ;</li> <li>- risque important d'erreur de branchement</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Surveillance accrue des branchements ;</li> <li>- entretien d'un linéaire important de collecteurs (eaux usées et pluviales) ;</li> <li>- entretien des ouvrages particuliers (syphons, chasses d'eau, avaloirs) ;</li> <li>- entretien des postes de relèvement et des chambres à sables ;</li> <li>- détection et localisation des anomalies (inversion de branchement, arrivée d'eaux parasites, passage caméra).</li> </ul>

Suite du tableau IV.1

Système	Domaine d'utilisation	Avantages	Inconvénients	Contraintes d'exploitation
Pseudo-séparatif	- petits et moyennes agglomération. - présence d'un milieu récepteur proche.	- Le problème des faux branchements est éliminé. - Le plus gros des eaux pluviales étant acheminées en d'hors de la ville, ce qui nous donne des collecteurs traversant la ville de moindre dimension	- le fonctionnement de la station d'épuration est perturbé, la charge polluante est variable en qualité et en quantité	- Entretien régulier des déversoirs d'orage et des bassins de stockage ; - Surveillance accrue des branchements.

IV.2 Choix du système d'évacuation

Les paramètres prépondérants pour le choix du système d'évacuation sont :

- L'aspect économique : une étude comparative de plusieurs variantes est utile ;
- Il faut tenir compte des conditions de rejet ;
- S'il s'agit d'une extension du réseau, il faut tenir compte du système existant ;
- La topographie du terrain naturel ;
- L'urbanisation de l'agglomération et son encombrement ;
- Les ouvrages existants, encore utiles pour le projet ;
- Cours d'eau récepteur.

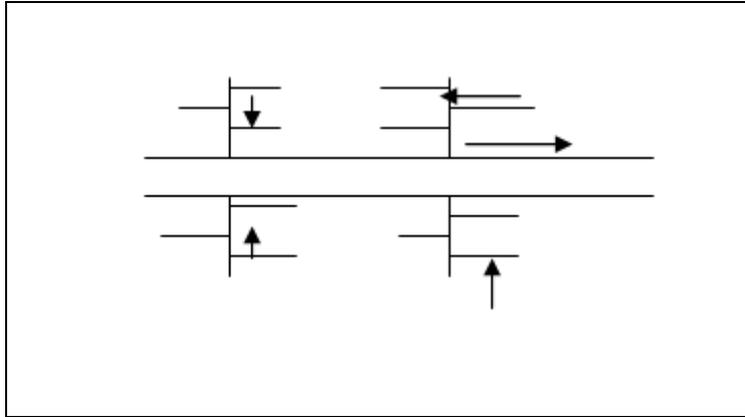
IV.3 Schémas du réseau [3]

Les réseaux d'assainissement fonctionnent essentiellement en écoulement gravitaire.ils sont donc fortement tributaires du relief si l'on ne veut pas à des tranchées trop profondes. En fonction du système d'assainissement et de la topographie, nous distinguons divers schémas :

IV.3.1 Schéma perpendiculaire

L'écoulement se fait directement dans le cours d'eau. Ce type de schéma ne permet pas la concentration des eaux vers un point unique d'épuration et rend celle-ci difficile.

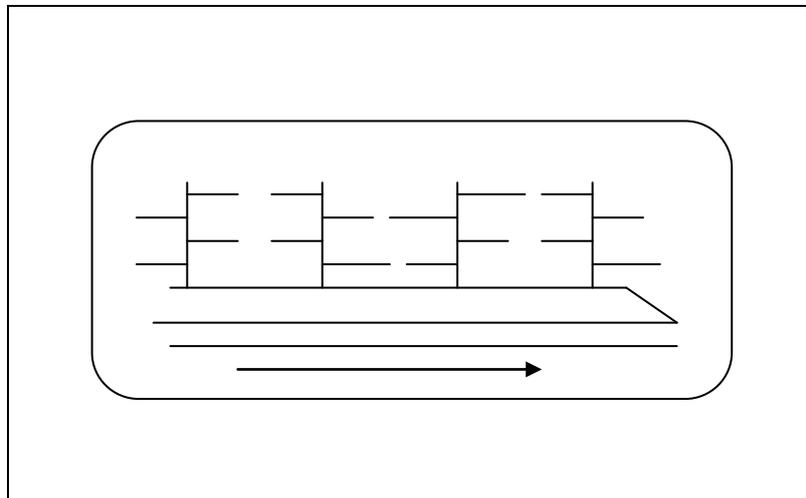
Il n'est guère utilisable que pour les réseaux d'eaux pluviales dans les systèmes séparatifs, avec un rejet dans un cours d'eau. Il permet par contre un tracé très économique, ne nécessitant pas de grosses sections.



**Figure IV.3.1** : schéma perpendiculaire

#### IV.3.2 Schéma par déplacement latéral

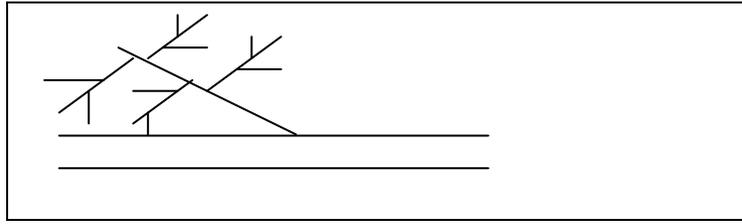
Dans le cas où une épuration est nécessaire, on a tout intérêt à transporter les eaux vers une station unique, ceci peut être obtenu soit par un tracé oblique, soit par un collecteur latéral.



**Figure IV.3.2** : schéma par déplacement latéral

#### IV.3.3 Schéma à collecteur oblique

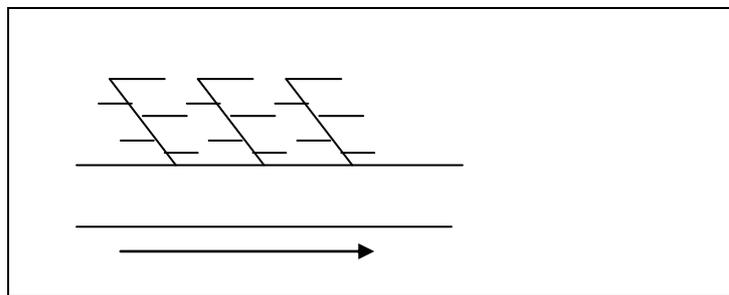
Ce schéma comporte des ramifications de collecteurs qui permettent de rapporter l'effluent à l'aval de l'agglomération. Ce type de schéma est adopté lorsque la pente du terrain est faible.



**Figure IV.3.3 :** Schéma à Collecteur Transversal ou Oblique

#### IV.3.4 Schéma du collecteur par zones étagées

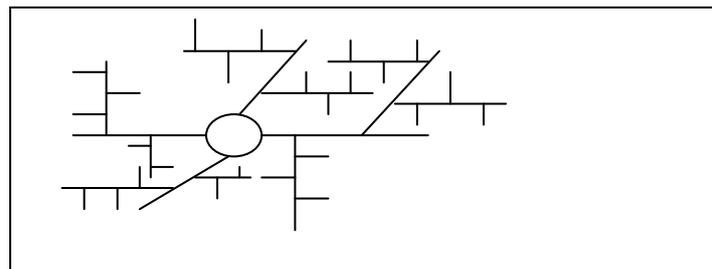
C'est un réseau de collecteur à déplacement avec des collecteurs secondaires longitudinaux. Il est nécessaire pour éviter la charge du réseau.



**Figure IV.3.4 :** Schéma du collecteur par zones étagées

#### IV.3.5 Schéma radial

Il convient pour les régions plates. Il permet de collecter l'effluent en un ou plusieurs points où il sera relevé pour être évacué en un point éloigné de l'agglomération.



**Figure IV.3.5 :** Schéma radial

Pour notre cas, on adopte le schéma par déplacement latéral puisqu'il y a une obligation de traitement des eaux usées, où toutes les eaux seront acheminées vers un seul point dans la mesure du possible.

#### IV.4 Situation démographique

La population actuelle de la zone de l'étude, s'élève à 50407 habitants en 2014 d'après le découpage de PDAU avec un taux d'accroissement de 2.5%.

Pour la projection du nombre d’habitants dans la zone de l’étude nous allons procéder par la formule du taux d’accroissement (T=2,5%).

$$P = P0(1 + T)^n \quad \text{IV.1}$$

Où :

- P : population future à l’horizon considéré (hab)
- P0 : population à l’année de référence (hab)
- T : taux d’accroissement annuel de la population (T=2.5%)
- n : nombre d’année séparant l’année de référence à l’horizon considéré (25ans)

**Tableau IV.2 : Evolution de la population**

Année	2014	2017	2039
<b>Oued falli</b>	15435	26572	28616
<b>Chaban Ahcen</b>	26264	45215	48692
<b>Pos villageois</b>	8708	14991	16144
<b>Population totale</b>	50407	86778	93452

#### IV.5 Découpage de l’aire d’étude en sous bassins élémentaires

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

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

- La nature des sols
- La densité des habitations
- Les courbes de niveaux
- Les routes et voiries existantes
- Les pentes et les contre pentes
- Les limites naturelles (oueds, talwegs.....)

Pour notre projet le découpage de la zone à étudier se fait suivant la nature du sol, les routes et voiries existantes et la densité des habitants. Le découpage est représenté dans la planche N°1 (plan de masse avec réseau existant).

**Tableau IV.3 : la subdivision en sous-bassins**

Localités	N° de sous-bassins	Surfaces (ha)
<b>Oued falli</b>	A1	6.72
	A2	11.77
	A3	8.25
	A4	10.07
	A5	9.30
<b>Pos villageois</b>	B1	9.29
	B2	10.79
	B3	8.22
	B4	8.42
	CJ	1.46
	I1	9.41
	G1	4.26
	K1	5.52
	M1	8.09
	L1	12.01
	O1	5.06
	O2	5.40
	O3	3.50
	N1	7.68
	P1	3.67
	P2	6.30
	P3	4.74
	Q1	7.83
Q2	17.76	
R1	12.60	
<b>Chaaben Ahcen</b>	U1	19.10
	U2	8
	S1	5.95
	T1	6.57

#### IV.6 Choix du coefficient de ruissellement

Le coefficient de ruissellement, se définit comme le rapport du volume d'eau qui ruisselle au volume d'eau tombée sur le bassin considéré.

Il permet de tenir compte globalement des pertes au ruissellement qui se composent : [4]

- De l'évaporation qui varie selon le climat et la saison (elle est très faible dans les régions tempérées) ;
- De l'humidification et de l'infiltration qui varie avec la nature du sol ;
- Du stockage dépressionnaire, qui prend en compte l'eau retenue dans les petites cavités du sol ou qui remplit les filets, rigoles, caniveaux et fossés, et permet d'obtenir la pression nécessaire à l'écoulement superficiel.

La valeur du coefficient de ruissellement varie de 0,05 à 1, elle dépend de plusieurs facteurs :

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

#### **IV.6.1 Coefficients de ruissellement en fonction de la nature des surfaces**

**Tableau IV.4 :** Coefficient de ruissellement en fonction de la nature des surfaces

<b>Nature de la surface</b>	<b>Valeurs du coefficient Cr</b>
Toits en métal, tuile, ardoise	0.9
Chaussée avec un peu de joints	0.85-0.9
Pavés en pierres naturelles, briques avec joints cimentés	0.75-0.85
Pavage en blocages	0.40-0.50
Surfaces goudronnées	0.25-0.60
Chemin en gravier	0.25-0.30
Gare, terrain de sport	0.10-0.30
Parcs, jardins, gazons	0.05-0.25
Forets	0.01-0.20

Les valeurs du coefficient de ruissellement des surfaces à drainer, sont estimées d'une façon approchée, vu l'hétérogénéité de la nature de ces surfaces.

#### **IV.6.2 Coefficients de ruissellement en fonction des densités de population**

**Tableau IV.5 :** Coefficient de ruissellement en fonction des densités de population

<b>Densité (hab/ha)</b>	<b>Valeur de coefficient Cr</b>
20	0.23
30-80	0.2-0.27
60-150	0.25-0.34
150-200	0.30-0.45
200-300	0.6-0.62
300-400	0.6-0.80
400-600	0.7-0.90

La densité de population influe sur le coefficient de ruissellement, tel que si la densité de population est importante, le coefficient de ruissellement augmente. Dans ce cas, l'estimation de la valeur de coefficient est difficile pour des sous bassins préurbains vu la densité de population très éparses et faible.

**Remarque:**

Dans notre projet, le coefficient de ruissellement est estimé en fonction des surfaces drainées et de la densité de population. Nous avons référence au plan de masse et des données de PEDAU.

**IV.7 Calcul du nombre d’habitants pour chaque sous bassin**

Pour estimer le nombre d’habitants pour chaque sous bassins, on suit les étapes suivantes :

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

**IV.7.1 Coefficient de ruissellement pondéré**

Le découpage d’une agglomération en aires élémentaires, montre que ces dernières présentent des nature du sol très hétérogène au sien même d’un sous bassin, ce qui complique l’estimation de leur propres coefficients de ruissellement. Donc la détermination d’un coefficient pondéré, permet d’y remédier à cette complexité.

En délimitant les surfaces élémentaires (Ai) de chaque sous bassin et déterminant ainsi leurs coefficients de ruissellement, on obtient le coefficient de ruissellement pondéré qui est donné par la relation suivante :

$$C_{rp} = \frac{\sum C_{ri} \cdot A_i}{A} \tag{IV.2}$$

Avec :

- Ai : surface du sous bassin (ha)
- A : surface totale en (ha)
- Cri : coefficient de ruissellement partiel
- Crp : coefficient de ruissellement pondéré

**IV.7.2 Calcul de la densité partielle**

On calcul la densité partielle par la relation suivante :

$$D_i = \frac{C_{ri} \times P_t}{C_{rp} \times A} \tag{IV.3}$$

Avec :

- Di : densité partielle pour chaque sous bassin (hab / ha)
- Crp : coefficient de ruissellement total pondéré

- A : surface totale (ha) A=
- Pt : nombre total d'habitants (hab.) à l'horizon 2039 =93452hab

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

$$P_i = D_i * A_i$$

#### IV.4

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous :

**Tableau IV.6 : Nombre d'habitant pour chaque sous-bassin**

Localités	N° de sous-bassins	Surfaces (ha)	Cri	Di (hab/ha)	Population (hab)
<b>Oued falli (Cp=0,65)</b>	A1	6,72	0,6	582	3909
	A2	11,77	0,85	812	9569
	A3	8,25	0,85	812	6699
	A4	10,07	0,6	573	5770
	A5	9,3	0,3	287	2669
<b>Pos villageois (Cp=0.43)</b>	B1	9,29	0,76	188	1744
	B2	10,79	0,3	74	800
	B3	8,22	0,25	62	506
	B4	8,42	0,25	62	520
	CJ	1,46	0,75	185	271
	I1	9,41	0,45	111	1046
	G1	4,26	0,1	25	105
	K1	5,52	0,45	111	613
	M1	8,09	0,75	185	1499
	L1	12,01	0,6	148	1780
	O1	5,06	0,3	74	375
	O2	4,62	0,49	121	640
	O3	5,89	0,6	148	519
	N1	5.40	0,75	185	1423
	P1	3,67	0,4	99	363
	P2	6,3	0,45	111	700
	P3	4,74	0,3	74	351
	Q1	7,83	0,25	62	484
	Q2	17,76	0,3	74	1316
	R1	12,6	0,35	86	1089
<b>Chaaben Ahcen (Cp=0.80)</b>	U1	19,10	0,85	1306	24940
	U2	8	0,75	1137	9094
	S1	5,95	0,60	937	5575
	T1	6,57	0,90	1383	9083

## **Conclusion**

Le système d'évacuation adopté étant du type unitaire, nous l'avons maintenu dans le recollement de nos réseaux.

Au cours de ce chapitre nous avons estimé les coefficients de ruissellement pondérés ainsi que le nombre d'habitants pour chaque sous bassin qui sont deux paramètres prépondérants dans l'évaluation des débits usés et pluviaux ce qui nous permet de passer à un calcul hydraulique adéquat.

# CHAPITRE V

## **EVALUATION DES DEBITS A EVACUER**

*Chapitre-V-***EVALUATION DES DEBITS A EVACUER****Introduction**

L'assainissement des agglomérations a pour objet d'assurer l'évacuation de l'ensemble des eaux pluviales et usées ainsi que leur rejet dans les exutoires naturels sous des modes compatibles avec les exigences de la santé publique et de l'environnement. Avant de passer au dimensionnement des collecteurs, il faut que l'évaluation des débits d'eaux usées et pluviales porte essentiellement sur l'estimation de la quantité et de la qualité des rejets qui se caractérisent en fonction du type d'agglomération et des diverses catégories du sol.

**V.1 Evaluation des débits d'eau usée**

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 des lieux d'activités. L'évaluation et le transport des eaux usées doivent être rapides et dans des conditions d'hygiène satisfaisante d'où une évaluation des quantités à traiter est nécessaire.

**V.1.1 Nature des eaux usées à évacuer**

Une eau usée est une eau chargée de substances minérales ou biologiques, issues de l'activité humaine, industrielle, et agricole qui peuvent provoquer ou accroître la pollution du milieu naturel dans lequel elle est rejetée.

On distingue principalement:

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

**V.1.1.1 Les eaux usées d'origine domestique**

Elles proviennent des habitations, et sont généralement véhiculées par le réseau d'assainissement jusqu'à la station d'épuration. Ces eaux se caractérisent par leurs fortes teneurs en matières organiques, en sel minéraux (azote, phosphore), en détergent et en germes fécaux. Les eaux usées domestiques peuvent provenir de trois origines possibles :

1. **Eaux de cuisines** : Ce sont les eaux correspondant à la préparation des aliments, aux vaisselles. Elles sont riches en graisses plus ou moins émulsionnées par les détergents.
2. **Eaux de buanderies** : Ce sont les eaux de lavage des locaux, elles contiennent des détergents des savons plus ou moins émulsionnées avec des graisses.
3. **Eaux de vannes et de toilettes** : Ces eaux sont très riches en matières hydrocarbures, en azote, et en phosphore. Elles représentent un substrat adapté aux procédés de traitement biologique, mais elles peuvent contenir des éléments pathogènes (bactéries, virus et parasites divers).

### V.1.1.2 Les eaux usées d'origine industrielle

Ce sont les eaux provenant des usines, elles sont caractérisées par une grande diversité, suivant l'utilisation de l'eau. Tous les produits ou sous produits de l'activité industrielle se retrouvent concentrés dans l'eau :

- Matières organiques et graisses (industrie agroalimentaires)
- Sels métalliques (traitement de sulfure, métallurgie).
- Acides, bases, produits chimiques divers (industrie chimique)
- Matières radioactives (centrale nucléaires, traitement des déchets radioactive).

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

### V.1.1.3 Les eaux des services publics

Les eaux usées du service public proviennent essentiellement du lavage des espaces publics et pour éteindre les incendies. Ces eaux sont généralement chargées de matières grasses. Les autres besoins publics seront pris en compte avec les besoins domestiques.

### V.1.1.4 Les eaux parasites

Ce sont des eaux d'infiltration inévitables dans le collecteur qui changent parfois les propriétés hydrauliques de l'écoulement. Elles peuvent constituer un pourcentage non négligeable par rapport aux eaux usées. Néanmoins leur évaluation est assez difficile et ne peut être faite que sur terrain. En absence de moyens et de données, on estime que le débit d'intrusion représente 0,05 à 0,15 l/s/ha.

Toutes ces eaux sont collectées et acheminées par un réseau d'égout aussi appelé réseau d'assainissement, soit dans une station d'épuration soit sur un site autonome de traitement.

Les causes d'intrusion des eaux parasites dans un collecteur sont principalement comme suit :

- Mauvaise pose de canalisation.
- Mauvais raccordement entre les conduites concernant les joints.
- L'écoulement hypodermique qui donne un déplacement vertical au collecteur au niveau des emboitements en influençant sur son étanchéité => intrusion des eaux parasites.
- Fissuration du collecteur qui est due au tassement créé par les véhicules 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.

- Absence de bouche d'égout sélectives près des stations de lavage, en période de temps sec lorsque le débit est minimal les huiles forment une couche dans les parois de la conduite et c'est les conditions de vie favorables pour les bactéries fermentescibles en milieu (anaérobie) donc elles attaquent le béton en le dégradant et l'intrusion des eaux parasites est assurée.
- La remonté de la nappe donne des variations de cotes de la génératrices inférieures du collecteur ce qui induit au déboitement niveau des emboitements=>intrusion des eaux parasites.

### V.1.2 Consommation en eau potable

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

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

Selon ces différents paramètres, la dotation adoptée en eau potable pour notre zone d'étude est de 200l/j/hab.

### V.1.3 Débit d'eau usée

L'évaluation de la quantité d'eaux usées à évacuer journallement 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.1.3.1 Estimation des débits d'eaux usées

Pour calculer le débit des eaux usées à évacuer, on considère que les 80% de l'eau consommée sont rejetée comme eaux usées dans le réseau d'évacuation.

#### V.1.3.2 Evaluation du débit moyen journalier

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

$$Q_{\text{moy,j}} = \frac{Kr.D.N}{86400} \quad (\text{V.1})$$

Avec:

- $Q_{\text{moy,j}}$ : débit moyen rejeté quotidiennement en (l/s) ;
- D : dotation journalière égale à 200l/j/hab ;
- N : nombre d'habitants à l'horizon étudié (hab).

#### V.1.3.3 Evaluation du débit de pointe

Le débit de pointe est calculé par la relation suivante :

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

Avec :

- $K_p$  : 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 :**

- $K_p = 3$  en tête du réseau
- $K_p = 2$  à proximité de l'exutoire

**c)- Calculé à partir du débit moyen journalier :**

- $K_p = 1.5 + \frac{2.5}{\sqrt{Q_{moy,j}}}$  si  $Q_{moy,j} \geq 2.8 \text{ l/s}$
- $K_p = 3$  si  $Q_{moy,j} < 2.8 \text{ l/s}$

### Remarque

Pour notre étude l'évaluation du coefficient de pointe  $k_p$  est estimée à partir du débit moyen.

Les résultats du calcul d'évaluation des débits des eaux usées des équipements pour chaque sous bassin sont résumé dans le tableau N° V.1 et ceux du calcul des débits de pointe dans le tableau N° V.2.

**Tableau V.1 :** Evaluation des débits des eaux usées des équipements pour chaque sous bassin

	N° de sous-bassins	Type d'équipement	Unité de mesure	Surface, usagers	Dotation l/j.hab ou l/j.m <sup>2</sup>	Qmoy (m <sup>3</sup> /j)	Qeq d'eau usée (m <sup>3</sup> /j)	Qeq total (m <sup>3</sup> /j)	Qeq total (l/s)
<b>Oued falli</b>	A1	Ecole primaire Centre d'enfouissement technique	Élève Fonctionnaire	300 30	20 20	6 0,6	4,8 0,48	5,28	0,06
	A2	Lycée Protection civile CEM Jardin d'enfant Salle du sport Ecole primaire	Élève fonctionnaire Elève m <sup>2</sup> m <sup>2</sup> Elève	1000 100 700 100 25 300	20 250 20 10 120 20	20 25 14 1 3 6	16 20 11,2 0,8 2,4 4,8	55,2	0,64
	A3	Crèche Centre commercial Maison de jeune	fonctionnaire fonctionnaire fonctionnaire	120 1000 100	75 10 20	9 10 2	7,2 8 1,6	16,8	0,19
	A4	Mosquée Poste Parc de loisir	Fidèle fonctionnaire m <sup>2</sup>	500 50 500	20 20 20	10 1 10	8 0,8 8	16,8	0,19
	A5	Stade Hôtel Polyclinique	Vestiaire fonctionnaire Fonctionnaire	80 300 300	90 250 20	7,2 75 6	5,76 60 4,8	70,56	0,82
	CJ	Ecole primaire	Elève	300	20	6	4,8	4,8	0,06
	<b>Chaabab n Ahcen</b>	T1	Laiterie	m <sup>2</sup>	57000	5	228	228	228

**Tableau V.2 : Détermination des débits de pointe d'eaux usées**

Localités	N° de sous-bassins	Surfaces (ha)	Population (hab)	Qmoy,j (l/s)	Kp	Qpte usée	Qequip (l/s)	Qtotal (l/s)	Qtotal (m <sup>3</sup> /s)
<b>Oued falli</b>	A1	6,72	3909	7,239	2,43	17,591	0,06	17,651	0,0177
	A2	11,77	9569	17,720	5,71	101,183	0,64	101,823	0,1018
	A3	8,25	6699	12,406	2,21	27,416	0,19	27,606	0,0276
	A4	10,07	5770	10,685	2,26	24,149	0,19	24,339	0,0243
	A5	9,3	2669	4,943	2,62	12,972	0,82	13,792	0,0138
<b>Pos villageois</b>	B1	9,29	1744	3,230	2,89	9,337	0	9,337	0,0093
	B2	10,79	800	1,481	3,00	4,444	0	4,444	0,0044
	B3	8,22	506	0,937	3,00	2,811	0	2,811	0,0028
	B4	8,42	520	0,963	3,00	2,889	0	2,889	0,0029
	CJ	1,46	271	0,502	3,00	1,506	0,06	1,566	0,0016
	I1	9,41	1046	1,937	3,00	5,811	0	5,811	0,0058
	G1	4,26	105	0,194	3,00	0,583	0	0,583	0,0006
	K1	5,52	613	1,135	3,00	3,406	0	3,406	0,0034
	M1	8,09	1499	2,776	3,00	8,329	0	8,329	0,0083
	L1	12,01	1780	3,296	2,88	9,483	0	9,483	0,0095
	O1	5,06	375	0,694	3,00	2,083	0	2,083	0,0021
	O2	5,4	640	1,185	3,00	3,556	0	3,556	0,0036
	O3	3,5	519	0,961	3,00	2,883	0	2,883	0,0029
	N1	7,68	1423	2,635	3,00	7,906	0	7,906	0,0079
	P1	3,67	363	0,672	3,00	2,017	0	2,017	0,0020
	P2	6,3	700	1,296	3,00	3,889	0	3,889	0,0039
	P3	4,74	351	0,650	3,00	1,950	0	1,950	0,0020
	Q1	7,83	484	0,896	3,00	2,689	0	2,689	0,0027
Q2	17,76	1316	2,437	3,00	7,311	0	7,311	0,0073	
R1	12,6	1089	2,017	3,00	6,050	0	6,050	0,0061	
<b>Chaaben Ahcen</b>	U1	19,10	24940	46,185	1,87	86,268	0	86,268	0,0863
	U2	8	9094	16,841	2,11	35,520	0	35,520	0,0355
	S1	5,95	5575	10,324	2,28	23,519	0	23,519	0,0235
	T1	6,57	9083	16,820	2,11	35,484	2,64	38,124	0,0381

### V.1.4 Evaluation des débits d'eaux pluviales

Par définition, les eaux pluviales sont les eaux de pluie proprement dites mais aussi les eaux provenant de la fonte de la neige, de la grêle ou de la glace tombant ou se formant naturellement sur une propriété. Les eaux d'infiltration font également partie des eaux pluviales.

Vue l'importance de dimensionnement des ouvrages dans l'équilibre et l'économie du système, il est nécessaire d'évaluer le débit de ruissellement véhiculé par les collecteurs et émissaires, ainsi que la quantité des eaux à déverser dans le milieu naturel, de là le taux de dilution à envisager, en vue d'une meilleure sécurité dans l'exploitation des équipements destinataires (station d'épuration).

Les débits d'eaux pluviales seront calculés pour une précipitation de fréquence décennale et d'une durée de 15mn. 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 rationnelle
- La méthode superficielle
- a) la méthode rationnelle [3]**

Cette méthode est utilisée pour des surfaces limitées (généralement inférieure à 10 ha). Le résultat est meilleur pour des aires encore plus faibles, du fait de bonne estimation du coefficient de ruissellement. Le débit déterminé par la méthode rationnelle, est proportionnel à l'intensité moyenne des précipitations, au coefficient de ruissellement et à l'aire balayée. La relation est donnée par la formule suivante :

$$Q = \alpha \cdot Cr \cdot A \cdot i \quad (V.3)$$

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)
- $\alpha$  : coefficient correcteur de l'intensité tenant compte de la distribution de la pluie dans l'espace. Dont sa détermination est en fonction de la forme du bassin.

$\alpha = 0.6$  on sous-estime le débit  $\alpha = 0.99$  on surestime le débit.

Si  $A \leq 10$ ha donc on prend  $\alpha = 1$

Si  $A > 10$ ha donc on prend  $\alpha = 0.9 \dots 0.8 \dots 0.7$  etc.

Dans notre cas on prend  $\alpha = 1$ .

**a).1 Les hypothèses de La Méthode Rationnelle et leurs contradictions :**

Les hypothèses de base sont, par conséquent, les suivantes :

- Si la durée de l'averse dépasse le temps de concentration le bassin va reprendre (Qmax)
  - Mais réellement non, pour que le bassin reprend il faut que toutes les surfaces participent au ruissellement.
  - Le débit de pointe est en fonction de l'intensité maximale et le temps de concentration mais réellement le temps de repense du bassin est un temps qui diffère au temps de concentration car si la surface augmente le débit diminue en fonction de la forme du bassin (ramassé ou allongé) ;(perméable ou imperméable).
  - Le « Cr » du bassin est supposé constant parce que « I » est « Q » ont la même période de retour mais réellement la période de retour quand elle dépasse 10 ans il faut appliquer un autre coefficient pour qu'elle tienne compte des autres années parce qu'il y'aurai une urbanisation peut être.
- ☞ I<sub>max</sub>=>le bassin ne reprend pas (surface perméable) (avant).
- ☞ I<sub>min</sub>=>le bassin reprend (surface imperméable ; urbanisation) le « Cr » c'est lui qui a augmenté le « Q » (Après 10 ans).

Le coefficient de ruissellement est constant pendant toute la durée de l'averse ce qui est loin de la réalité parce que dans les premiers temps la lame d'eau est faible mais avec le temps cette dernière augmente en augmentant le coefficient de ruissellement.

**a).2 Validité de La méthode rationnelle :**

Cette méthode est utilisée pour des surfaces limitées remarquables (généralement inférieures à 10 ha). Le résultat est encore plus fiable du fait de la bonne estimation du coefficient de ruissellement, ainsi elle est applicable pour des zones où le temps de concentration ne dépasse pas 30 minutes. Par contre, elle n'est pas susceptible d'être utilisée pour les zones étendues, car les calculs deviendraient fastidieux. Il faut délimiter l'aire totale à assainir afin d'y tracer le schéma d'ossature. Ensuite, il convient d'étudier les subdivisions correspondant aux sous bassins d'apport avec toutes les caractéristiques concernant : Les surfaces, les longueurs, les pentes, les coefficients de ruissellement moyens et pondérés,... etc.

**a).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 après une pluie tombée au point le plus éloigné, pour atteindre l'entrée d'un collecteur de décharge.

Le temps de concentration est issu de trois temps de concentrations déferent : t<sub>1</sub>, t<sub>2</sub> et t<sub>3</sub> :

- $t_1 = \frac{L}{60.v}$  (min): C'est le temps mis par l'eau pour s'écouler dans les conduites de longueur L avec une vitesse v.

- $t_2$  : Temps mis par l'eau pour atteindre le premier ouvrage d'engouffrement, il est varié de 2 à 20 minutes.
- $t_3 = \frac{L_s}{11\sqrt{I}}$  (min) : Temps de ruissellement dans un bassin de pente I, ne comportant pas une canalisation autrement dit le parcours superficiel du bassin de longueur  $L_s$ (km).

On a trois aspects à considérer :

1. Le bassin ne comporte pas de canalisation :  $t_c = t_3$ .
2. Le bassin comporte un parcours superficiel, puis une canalisation:  $t_c = t_1 + t_3$ .
3. Le bassin est urbanisé et comporte une canalisation :  $t_c = t_1 + t_2$ .

Dans le cas général, pour les zones peu allongées caractérisées par un plus long parcours L de l'eau, le temps de concentration donné par la relation suivante :  $t_c = 3.98 \left[ \frac{L}{\sqrt{I}} \right]^{0.77}$

### b) La méthode superficielle (Caquot)

Cette méthode proposée par CAQUOT, est une variante de la méthode rationnelle qui vient pour améliorer cette dernière vu les limites et les inconvénients qu'elle présente. La méthode superficielle est donnée par la relation suivante:

$$Q_{(f)} = K^{\frac{1}{U}} . I^{\frac{V}{U}} . Cr^{\frac{1}{U}} . A^{\frac{W}{U}} \quad (\text{V.4})$$

Avec :

- $Q_{(f)}$  : débit pluvial en ( $m^3 / s$ )
- I : pente moyenne du collecteur du sous bassin considéré (m / m)
- A : surface du bassin considéré (ha)
- K : coefficient d'expression,

$$K = \left[ (0.5)^{b(f)} . a(f) \right] / 6.6 \quad (\text{V.5})$$

- U : coefficient d'expression :  $1 + 0.287 . b (f)$
- V : coefficient d'expression :  $- 0.41 . b (f)$
- W : coefficient d'expression :  $0.95 + 0.507 . b (f)$

### Remarque :

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

$$Q_{(f) \text{ corrigé}} = m Q_{(f) \text{ brute}} \quad (\text{V.6})$$

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

$$m = \left( \frac{M}{2} \right)^{\frac{0.84.b(f)}{1+0.287.b(f)}} \quad (V.7)$$

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

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

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

### b).1 Validité de la méthode superficielle

Elle est valable pour les limites d'application suivantes :

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

### c) Le choix de la méthode :

Après avoir faire un découpage de l'aire en sous bassin en tenant compte de la nature du sol afin d'avoir une bonne estimation du coefficient de ruissèlement et en tenant compte des conditions aux limites de chaque méthode, on trouve que la méthode rationnelle est celle qui nous donne une bonne estimation du débit pluviale.

### V.1.5 Calcul des débits pluviaux

Pour tenir compte de la distribution de la pluie dans l'espace, il y a lieu d'appliquer un coefficient minorateur  $\alpha$ . Dont sa détermination est en fonction de la forme du bassin.

$\alpha = 0.6$  on sous-estime le débit  $\alpha = 0.99$  on surestime le débit.

- Si  $A \leq 10$ ha, nous supposons que la répartition de la pluie dans les sous bassin est régulière et constante durant la chute de pluie, les valeurs du coefficient réducteur  $\alpha$  s'approchent de l'unité, donc on prend  $\alpha = 1$ .
- Si  $A > 10$ ha donc on prend  $\alpha = 0.9 \dots 0.8 \dots 0.7$  etc.

### Remarque :

On calcul le débit d'infiltration par la relation suivante :

$$Q_{\text{parasit}} = K \cdot Ai \quad (V.8)$$

Avec :

K : débit d'eau parasite compris entre (0.05et 0.15) l/s/ha.

Dans notre cas en prend  $k=0.15$  l/s/ha

Les débits d'eaux pluviaux sont illustrés dans le tableau N° 5.3.

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

Localités	N° de sous-bassins	Surfaces (ha)	Cr	Coeff $\alpha$	i(l/s/ha)	Qp(l/s)	Qparasit (l/s)	Qtot (l/s)	Qtot (m <sup>3</sup> /s)
<b>Oued falli</b>	A1	6,72	0,6	1	220,33	888,371	1,008	889,379	0,8893786
	A2	11,77	0,85	0,90	220,33	1983,862	1,766	1985,628	1,9856278
	A3	8,25	0,85	1	220,33	1545,064	1,238	1546,302	1,5463016
	A4	10,07	0,6	1	220,33	1331,234	1,511	1332,744	1,3327444
	A5	9,3	0,3	1	220,33	614,721	1,395	616,116	0,6161157
<b>Pos villageois</b>	B1	9,29	0,76	1	220,33	1555,618	1,394	1557,011	1,5570114
	B2	10,79	0,3	0,90	220,33	641,887	1,619	643,506	0,6435059
	B3	8,22	0,25	1	220,33	452,778	1,233	454,011	0,4540112
	B4	8,42	0,25	1	220,33	463,795	1,263	465,058	0,4650577
	CJ	1,46	0,75	1	220,33	241,261	0,219	241,480	0,2414804
	II	9,41	0,45	1	220,33	932,987	1,412	934,399	0,9343989
	G1	4,26	0,1	1	220,33	93,861	0,639	94,500	0,0944996
	K1	5,52	0,45	1	220,33	547,300	0,828	548,128	0,5481277
	M1	8,09	0,75	1	220,33	1336,852	1,214	1338,066	1,3380658
	L1	12,01	0,6	0,80	220,33	1270,158	1,802	1271,960	1,2719599
	O1	5,06	0,3	1	220,33	334,461	0,759	335,220	0,3352199
	O2	5,4	0,49	1	220,33	582,993	0,810	583,803	0,5838032
	O3	3,5	0,6	1	220,33	462,693	0,525	463,218	0,463218
	N1	7,68	0,75	1	220,33	1269,101	1,152	1270,253	1,2702528
	P1	3,67	0,4	1	220,33	323,444	0,551	323,995	0,3239949
	P2	6,3	0,45	1	220,33	624,636	0,945	625,581	0,6255806
	P3	4,74	0,3	1	220,33	313,309	0,711	314,020	0,3140203
	Q1	7,83	0,25	1	220,33	431,296	1,175	432,470	0,4324705
	Q2	17,76	0,3	0,80	220,33	939,135	2,664	941,799	0,9417986
	R1	12,6	0,35	0,80	220,33	777,324	1,890	779,214	0,7792142
<b>Chaaben Ahcen</b>	U1	19,10	0,85	0,80	220,33	2861,646	2,865	2864,511	2,864511
	U2	8	0,75	1	220,33	1321,980	1,200	1323,180	1,32318
	S1	5,95	0,60	1	220,33	786,578	0,893	787,471	0,7874706
	T1	6,57	0,90	1	220,33	1302,811	0,986	1303,797	1,3037968

## **Conclusion**

Dans ce chapitre, nous avons calculé les différents débits pour connaître la quantification des débits à évacuer pour chaque surface élémentaire.

Ces débits incluent les débits d'eaux usées et d'eaux pluviales. Nous avons conclu notre travail par une évaluation des débits afin de pouvoir procéder au calcul hydraulique du réseau d'évacuation, ce qui va nous permettre de dimensionner les collecteurs principaux, intercepteurs et émissaires.

# **CHAPITRE VI**

## **CALCUL HYDRAULIQUE DU RESEAU D'ASSAINISSEMENT**

*Chapitre-VI-***CALCUL HYDRAULIQUE DU RESEAU D'ASSAINISSEMENT****Introduction**

Le calcul hydraulique du réseau d'assainissement c'est la phase qui vient après avoir évalué les différents débits à évacuer dans le réseau.

La conception d'un réseau d'assainissement de type unitaire doit répondre à certaines normes d'écoulement :

- L'évacuation rapide des matières fécales hors de l'habitation ;
- Le transport des eaux usées dans des conditions d'hygiène satisfaisantes ;
- Les ouvrages d'évacuation (collecteurs et regards), doivent respecter certaines normes d'écoulement. L'implantation en profondeur se fait d'une manière à satisfaire aux conditions de résistance mécanique due aux charges extérieures et avec un meilleur choix du tracé des collecteurs ;
- 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.

**VI.1 Conception du réseau**

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

- Les collecteurs sont définis par leur :

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

- Les regards de visite et de jonction sont également définis par leur :

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

**VI.2 Dimensionnement du réseau d'assainissement****VI.2.1 Conditions d'écoulement et de dimensionnement**

L'écoulement en assainissement doit être gravitaire dans la mesure du possible, donc tributaire de la topographie du terrain naturel, en plus cet écoulement doit avoir une vitesse qui permet l'auto curage, et ne détériore pas les conduites.

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

- une vitesse minimale de 0.6m/s pour le (1/10) du débit de pleine section.
- une vitesse de 0.3m / s pour le (1/100) de ce même débit.

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 (4 à 5) m / s.

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

- Type circulaire ;
- Type ovoïde.

### **VI.2.2 Formules d'écoulement**

Dans le calcul des canalisations on utilise les différentes formules d'écoulements qui ont été développées par des chercheurs scientifiques.

La vitesse d'écoulement se calcule par différentes expressions tel que la formule de CHEZY et la formule de MANNING-STRICKLER.

#### **a) Formule de CHEZY :**

$$V = C\sqrt{Rh \cdot I} \tag{VI.1}$$

Où :

I : Pente du collecteur

Rh : Rayon hydraulique (m)

C: Coefficient de Chézy, qui dépend des paramètres hydrauliques et géométriques de l'écoulement. Le coefficient « C » est donné à son tour par la formule de Bazin :

$$C = \frac{87}{1 + \frac{\delta}{\sqrt{Rh}}} \tag{VI.2}$$

Avec :

δ: Coefficient de Bazin qui varie suivant les matériaux employés et la nature des eaux transportées. Dans laquelle :

- $\delta = 0.06$  pour les collecteurs d'eaux pluviales.
- $\delta = 0.16$  pour les collecteurs d'eaux usées.

**b) Formule de Manning-Strickler:**

$$V = K_s \cdot R^{2/3} \cdot \sqrt{Im} \tag{VI.3}$$

Avec :

Ks: Coefficient de rugosité dépend de la nature des parois.

Le tableau 6.1 donne des valeurs indicatives du coefficient de rugosité de Strickler pour divers types de matériaux.

**Tableau VI.1 :** valeurs indicatives du coefficient de rugosité de Strickler Ks

Nature des parois	Ks
Conduites métalliques rivées ou avec de nombreuses soudures	60
Béton rugueux	60
Conduites en fonte ou en béton (très vieilles)	70
Conduites en fonte en service ou en béton avec joints serrées	75
Fonte neuve, maçonnerie très lisse	80
Acier revêtu, béton bien lissé	85
Conduites en béton très lisse, en fibrociment, en tôle sans soudures	90 à 100
Acier galvanisé	100 à 110
Fonte revêtue intérieurement neuve	110 à 125
Amiante-ciment (Eternit)	100 à 120
Cuivre, laiton, PE, PVC lisse	120 à 150

**VI.2.3 Mode de calcul**

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

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

$$I_r = \frac{C_{am} - C_{av}}{L} \tag{VI.4}$$

- Les canalisations d'égouts dimensionnées pour un débit en pleine section Qps 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.

A partir de l'abaque N°1 (en annexe) valable pour le réseau pluvial en système unitaire ou séparatif, et pour les valeurs données des pentes, des débits, on déduit des diamètres normalisés, le débit  $Q_{ps}$  et la vitesse  $V_{ps}$  de la conduite remplie entièrement.

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

$$Q = v.S \tag{VI.5}$$

Avec :

$Q$  : Débit véhiculé par le collecteur (m<sup>3</sup>/s).

$v$  : Vitesse moyenne d'écoulement dans le collecteur qui est le rapport entre le débit volumique (m<sup>3</sup>/s) et la section mouillée (m/s).

$S$  : Section mouillée transversale de la conduite occupée par l'eau (m<sup>2</sup>).

Les relations (6.4) et (6.5) serviront de base pour le dimensionnement de notre réseau, qui après combinaison, aboutissent à la relation suivante donnant le débit :

$$V = K_s \cdot S \cdot R^{2/3} \cdot \sqrt{I m} \tag{VI.6}$$

La relation (6.6) permet de déduire le diamètre d'un collecteur appelé à véhiculer le débit total dans les hypothèses suscitées :

$$D_{cal} = \left[ \frac{3,2036 \times Q_t}{K_s \times \sqrt{I}} \right]^{3/8} \tag{VI.7}$$

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 :

$$Q_{ps} = V_{ps} \times \frac{\pi \times (D_{nor})^2}{4} \tag{VI.8}$$

Tel que :

$$Rq = Q_t / Q_{ps}$$

$$Rq_{min} = Q_{eu} / Q_{ps}$$

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

- Rapport des débits :  $Rq = Qt / Qps$
- Rapport des vitesses :  $Rv = V / Vps$
- Rapport des hauteurs :  $Rh = h / Dnor$

Avec :

- $Rq$  : rapport des débits.
- $Rv$  : rapport des vitesses.

$Rq$  ;  $Rv$  et  $Rh$  sont obtenus aussi à partir de l'abaque N°3(en annexe).

- $Q$  : Débit véhiculé par la conduite circulaire. (m<sup>3</sup>/s).
- $V$  : Vitesse d'écoulement de l'eau (m/s).
- $h$  : Hauteur de remplissage dans la conduite (m).
- $Qps$  : Débit de pleine section (m<sup>3</sup>/s).
- $Vps$  : Vitesse à pleine section (m/s).
- $Dnor$  : Diamètre normalisé de la conduite (mm).

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

- Condition 1: Vitesse d'écoulement ( $V > 1.00 \text{ m / s}$ )
- Condition 2:
  - \*  $V_{min} > 0.60 \text{ m / s}$  pour  $( Qps / 10 ) \approx Qmin$
  - \*  $V_{min} > 0.30 \text{ m / s}$  pour  $( Qps / 100 ) \approx Qmin$

### **VI.3 Principe de tracé des collecteurs**

Les collecteurs doivent être placés dans les rues prévues par le plan d'urbanisation ; les contre-inclinaisons sont à éviter dans la mesure du possible.

Les égouts collecteurs principaux et secondaires doivent être placés dans les grandes rues larges aussi rectilignes que possible ; les rues à circulation peu intense sont à préférer.

Lors du choix de la profondeur à laquelle se fait la pose des canalisations d'eau usée ; on doit tenir compte :

- Des profondeurs des caves avoisinantes ; si les caves sont anormalement profondes, les maisons doivent être reliées à l'aide des pompes aux collecteurs.

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

- La résistance au gel des canalisations : L'épaisseur de terre nécessaire et minimale pour empêcher la congélation du contenu des canalisations dépend du climat local (1.2 à 1.6m).

- Dans le cas où la nappe est proche de la surface du sol ; le tracé choisi doit l'éviter dans toute la mesure du possible pour limiter le problème de pose de canalisation, sinon, il faut analyser les eaux afin de choisir le matériau de la canalisation ; il faut veiller à l'étanchéité des canalisations et des joints afin d'éviter de drainer la nappe.

#### **VI.4 Calcul hydraulique**

On redimensionne le réseau existant en se basant sur les prévisions de 2039 établies dans le chapitre précédent et on dimensionne le réseau projeté.

Les résultats du calcul hydraulique du réseau existant et du calcul hydraulique du réseau projeté sont illustrés dans les annexes (ANNEXES II).

#### **VI.5 Résultat du diagnostic du réseau d'assainissement existant**

Le réseau existant qu'on a redimensionné c'est celui de la partie avale tel qu'on a redimensionné les collecteurs principaux selon les débits d'eaux usées pour notre horizon de calcul, cela dit qu'on a gardé quelques tronçons, changé de tracé pour d'autres et faire une extension pour d'autres pour les raccorder à notre nouveau réseau projeté.

Les tableaux suivants illustrent les tronçons qui ont été maintenu et ceux qui ont été enlevés pour chaque sous bassin.

**Tableau VI.2 :** collecteurs principaux des sous bassins (A1.A2.A3.A4.A5)

Tronçon	D existant (mm)	D projeter (mm)	observation
A1_06-A1_05	Ovoïde (2900x1900)	1800	Maintenir l'ovoïde existant
A1_05-A1_04		1800	
A1_04-A1_03		1800	
A1_03-A1_02		1500	
A1_02-A1_01		1800	
A1_01-RA1-2		1800	
RA1-2-RA1-3		1800	
RA1-3-RA1-4	1800		
RA1-4-RA1-5	1500		
RA1-5-R575	1800		

**Tableau VI.3 :** collecteurs principaux des sous bassins (B1.B2.B3.B4)

Tronçon	D existant (mm)	D projeter (mm)	observation
B1_06-B1_05	300	800	Redimensionner avec changement de tracé
B1_05-B1_04	300	800	
B1_04-B1_03	300	800	
B1_03-B1_02	300	800	
B1_02-B1_01	400	800	
B2_10-B2_09	300	600	
B2_09-B2_08	300	600	
B2_08-B2_07	300	600	
B2_07-B2_06	300	600	
B2_06-B2_05	300	800	
B2_05-B2_04	300	800	
B2_04-B2_03	300	800	
B2_03-B2_02	300	800	
B2_02-B2_01	300	800	
B2_01-B1_02	300	800	
B1_02-B1_01 (exutoire)	400	500	Raccordement avec l'intercepteur II

**Tableau VI.4 :** collecteurs principaux de sous bassin (I1)

Tronçon	D existant (mm)	D projeter (mm)	observation
I1_04-I1_03	400	800	Changement du diamètre
I1_03-I1_02	400	500	
I1_02-I1_01 (exutoire)	400		A supprimer car à partir du I1-02, raccordement avec l'intercepteur II

**Tableau VI.5 :** collecteurs principaux de sous bassins(M1)

<b>Tronçon</b>	<b>D existant (mm)</b>	<b>D projeter (mm)</b>	<b>observation</b>
M1_08-M1_07	400	800	Changement du diamètre
M1_07-M1_06	400	800	
M1_06-M1_05	400	800	
M1_05-M1_04	400	800	
M1_04-M1_03	400	800	
M1_03-M1_02	400	800	
M1_02-M1_01 (exutoire)	400	800	Raccordement avec l'émissaire VI

**Tableau VI.6:** collecteurs principaux de sous bassins (O1.O2.O3 et N1)

<b>Tronçon</b>	<b>D existant (mm)</b>	<b>D projeter (mm)</b>	<b>observation</b>	
O1_13-O1_12	600	600	A maintenir	
O1_12-O1_11	600	800	Changement du diamètre	
O1_11-O1_10	600	800		
O2_03-O2_02	600	500	A maintenir	
O2_02-O2_01	600	500		
O2_01-O1_10	600	500		
O1_10-O1_09	600	600		
O1_09-O1_08	600	600		
O1_08-O1_07	600	600		
O1_07-O1_06	600	600		
O1_06-O1_05	600	600		
O1_05-O1_04	600	800		Changement du diamètre
O1_04-O1_03	600	800		
O1_03-O1_02	600	800		
N1_01-O1_02	600	800		
O1_02-O1_01	600	800		

**Tableau VI.7:** collecteurs principaux de sous bassins (P1.P2.P3 et Q1)

<b>Tronçon</b>	<b>D existant (mm)</b>	<b>D projeter (mm)</b>	<b>observation</b>
P3_04-P3_03	400	500	Changement du diamètre
P3_03-P3_02	400	500	
P3_02-P3_01	400	500	
P3_01-P1_04	400	500	
P2_03-P2_02	400	400	A maintenir
P2_02-P2_01	400	400	
P2_01-P1_04	600	400	Changement du diamètre
P1_09-P1_08	600	400	
P1_08-P1_07	600	400	
P1_07-P1_06	600	400	
P1_06-P1_05	600	400	
P1_05-P1_04	600	600	A maintenir
P1_04-P1_03	600	600	
P1_03-P1_02	600		A supprimer car à partir du point P1-03 le raccordement avec l'émissaire VI
	P1_02-P1_01		
Q1_2-Q1_1 (exutoire)	400	800	Changement du diamètre

**Tableau VI.8:** collecteurs principaux de sous bassin (R1)

<b>Tronçon</b>	<b>D existant (mm)</b>	<b>D projeter (mm)</b>	<b>observation</b>
R1_04-R1_03	500	500	A maintenir
R1_03-R1_02	500	500	
R1_02-R1_01 (exutoire)	500	500	

**Tableau VI.9:** collecteurs principaux de sous bassins (U1 et U2)

<b>Tronçon</b>	<b>D existant (mm)</b>	<b>D projeter (mm)</b>	<b>observation</b>
U1_06-U1_05	Ovoïde (1500x2300)	1200	A maintenir
U1_05-U1_04		1200	
U1_04-U1_03		1200	
U1_03-U1_02		1200	
U1_02-U1_01		1200	

**Conclusion**

Dans ce chapitre, nous avons abordé le calcul hydraulique à savoir le dimensionnement du réseau d'évacuation d'eaux usées et pluviales dans l'hypothèse d'un système unitaire et le redimensionnement du réseau existant tel que dans ce dernier on a rénové les collecteurs principaux selon les futures exigences des débits à évacuer à l'horizon de calcul.

Les diamètres des émissaires (CemI, CemII, CemIII et CemIV) varient de 300 à 1000mm et ceux des deux intercepteurs (CintI et CintII) varient de 1000 à 1800 mm avant d'arriver aux déversoirs d'orages, et de 300 à 600 après le déversement, sachant que le matériau des conduites utilisées est en béton armé.

La méthode de calcul adoptée montre que les diamètres des collecteurs obtenus assurent l'auto-curage d'une part et que les débits maximums avec les vitesses correspondantes vérifient la fourchette recommandée donnée par les normes d'assainissement d'autre part, sachant que certaines vitesses de l'écoulement et pentes des collecteurs restent importantes malgré que nous avons utilisé des regards de chutes pour baisser les pentes et cela est à cause du relief accidenté.

Ce calcul permet de passer au dimensionnement de tous les ouvrages spéciaux qui contribuent au bon fonctionnement de notre système d'évacuation.

# CHAPITRE VII

## **ELEMENTS CONSTITUTIFS DU RESEAU ET OUVRAGES ANNEXES**

*Chapitre-VII-***ELEMENTS CONSTITUTIFS DU RESEAU ET OUVRAGES ANNEXES****Introduction**

Un réseau d'assainissement a pour objet la collecte des eaux usées et pluviales dans le but de protéger le milieu naturel ; il doit être parfaitement étanche, il doit avoir un degré très élevé de durabilité.

Les ouvrages d'assainissement comprennent des ouvrages principaux et des ouvrages annexes.

Les ouvrages principaux sont toute la canalisation qui évacue les eaux jusqu'à la station d'épuration.

Les ouvrages annexes sont constitués par tous les dispositifs de raccordement, d'accès, de réception des eaux usées ou d'engouffrement des eaux pluviales et par les installations ayant pour rôles fonctionnel de permettre l'exploitation rationnelle du réseau (déversoirs d'orage, bassins de stockage-restitution, ect.).

**VII.1 Les ouvrages principaux****VII.1.1 Les canalisation**

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.

Dans notre projet nous optons pour les canalisations de forme circulaire.

Il existe plusieurs types de conduites qui diffèrent suivant le type de matériaux qui les constituent et suivant leur destination

- Les tuyaux métalliques ;
- Les tuyaux en amiante ciment ;
- Les tuyaux en béton armé et non armé ;
- Les tuyaux en grés ;
- Les tuyaux en polychlorure de vinyle non plastifié (PVC).

**a) conduite en fonte**

Des conduites sont rarement utiliser en assainissement sauf pour des cas spéciaux tels que :

- Traversée d'un bassin hydro – minéral ;
- Les cas de refoulement ;
- Traversée des oueds par conduite siphon ;
- Pour évacuer les eaux usées industrielles

Car elle est peu influencée par le sol environnant et elle résiste à la corrosion

#### **b) 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.

#### **c) Conduites en grès**

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, et les parois intérieurs très lisses permettant une très faible perte de charge.

#### **d) conduite en P.V.C**

Le PVC fait partie de la famille des thermoplastiques, c'est une résine Synthétique résultant de la polymérisation du chlorure de vinyle monomère ; celui ci étant obtenu par synthèse à partir du chlorure d'hydrogène.

Le PVC rigide non plastifié, utilisé en Assainissement, est opaque et de couleur normalisée gris clair. Il offre une exceptionnelle résistance à l'agression d'ordre chimique, de ce fait, offrir un intérêt dans les installations internes industrielles. Si les tuyaux ne sont pas destinés à être assemblés par manchons à doubles bagues d'étanchéité ; il comporte à l'une de leurs extrémités une emboîture façonnée en usine ; munie d'un dispositif pour loger ou retenir une bague en élastomère. Les joints collés ne peuvent être admis que pour les tuyaux de faible diamètre ; c'est-à dire pour les branchements.

Les tuyaux en PVC non plastifiés sont sensibles à l'effet de température.

#### **e) Conduites en béton non armé**

Les tuyaux en béton non armé sont fabriqués mécaniquement par un procédé assurant une compacité élevée du béton (compression radiale, vibration, centrifugation,...etc.). La longueur utile ne doit pas dépasser 2.5m.

Les tuyaux non armés ont une rupture brutale ; mais à moins que la hauteur de recouvrement soit insuffisante, elle survient aux premiers âges de la canalisation.

Il est déconseillé d'utiliser les tuyaux non armés pour des canalisations visitables.

L'essai à l'étanchéité est effectué sous une pression de 1 bar pendant 30 minutes. Les principaux joints sont du type emboîtement à gorge pour joint élastomère.

### f) Conduites en béton armé

Les tuyaux en béton armé sont fabriqués mécaniquement par un procédé assurant une compacité élevée du béton (centrifugation, compression radiale, vibration, ... etc.).

Pour pouvoir être dit « armé », un tuyau doit comporter deux séries d'armatures :

- Des barres droites appelées « génératrice » ;
- Des spires en hélice continues, d'un pas régulier maximal de 15cm.

Ces tuyaux doivent satisfaire aux essais de résistance à la rupture et aux essais d'étanchéité (Sous une pression de 1 bar pendant 30 minutes).

### VII.1.2 Choix du type de canalisation

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

- De la pente du terrain.
- Des diamètres utilisés.
- De la nature du sol traversé.
- De la nature chimique des eaux usées transportées.
- Des efforts extérieurs dus sur remblai.
- Pour notre projet on a utilisées le béton armé.

### VII.2 Les ouvrages annexes

Les ouvrages annexes comprennent :

- Les branchements ;
- Les bouches d'égout ;
- Les regards ;
- Les déversoirs d'orage.

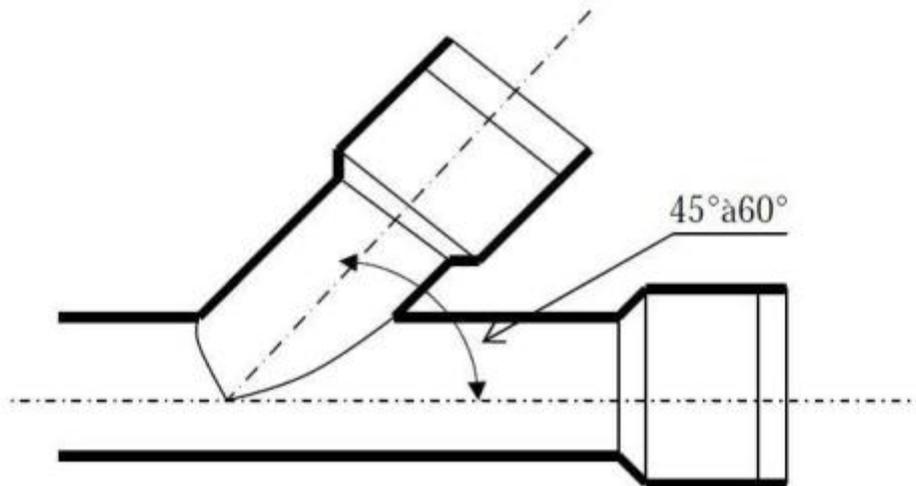
#### VII.2.1 Les branchements

Ce sont des conduites de diamètres inférieurs aux diamètres de la canalisation publique (environ de 7/10).

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  $45^\circ$  ou  $60^\circ$  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.1:** Exemple d'un branchement simple

### VII.2.2 Les bouches d'égout

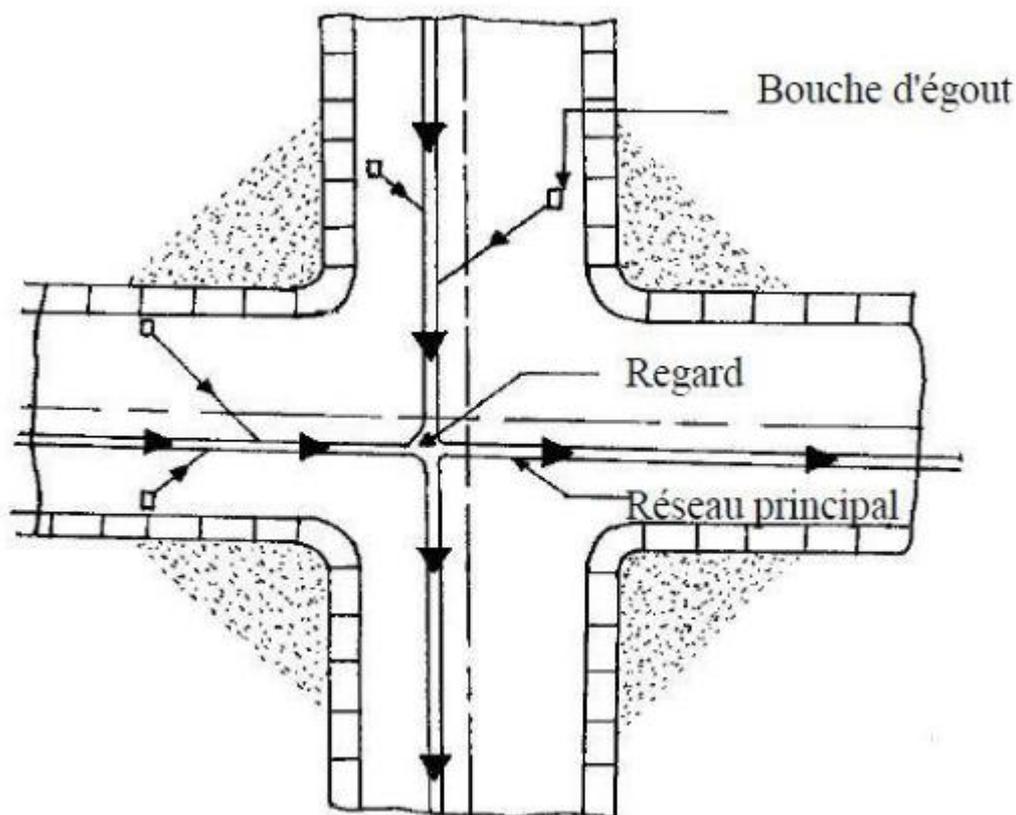
Les bouches d'égout sont destinées à collecter les eaux en surface (Pluviale et de lavage des chaussées) Elles sont généralement disposées au point bas des caniveaux, soit sur le trottoir. La distance entre deux Bouches d'égout est en moyenne de 50m, la section d'entrée est en fonction de l'écartement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



a) Absorption latérale

b) Absorption par le haut

**Figure VII.2 :** Bouches d'égout



**Figure VII.3:** Emplacement des bouches d'égout

### VII.2.3 Les regards

#### a. Généralité

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

- La distance entre deux regards est variable :
  - 35 à 50m en terrain accidenté ;
  - 50 à 80m en terrain plat.
- Sur les canalisations les regards doivent être installés :
  - A chaque changement de direction ;
  - A chaque jonction de canalisation ;
  - Aux points de chute ;
  - A chaque changement de pente ;

- A chaque changement de diamètre.

## b. Types des regards

On distingue différents types qui sont :

### b.1 Regard de visite

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

Les dimensions minimales de ces regards sont les suivantes :

- Profondeur inférieure à 1.5m ; diamètre 80cm ;
- Profondeur supérieure à 1.5m ; diamètre 1.00m avec échelon d'accès
- L'épaisseur des parois est de 8cm en béton préfabriqué en usine, 12cm en béton coulé sur place avec un enduit étanche de 2cm.

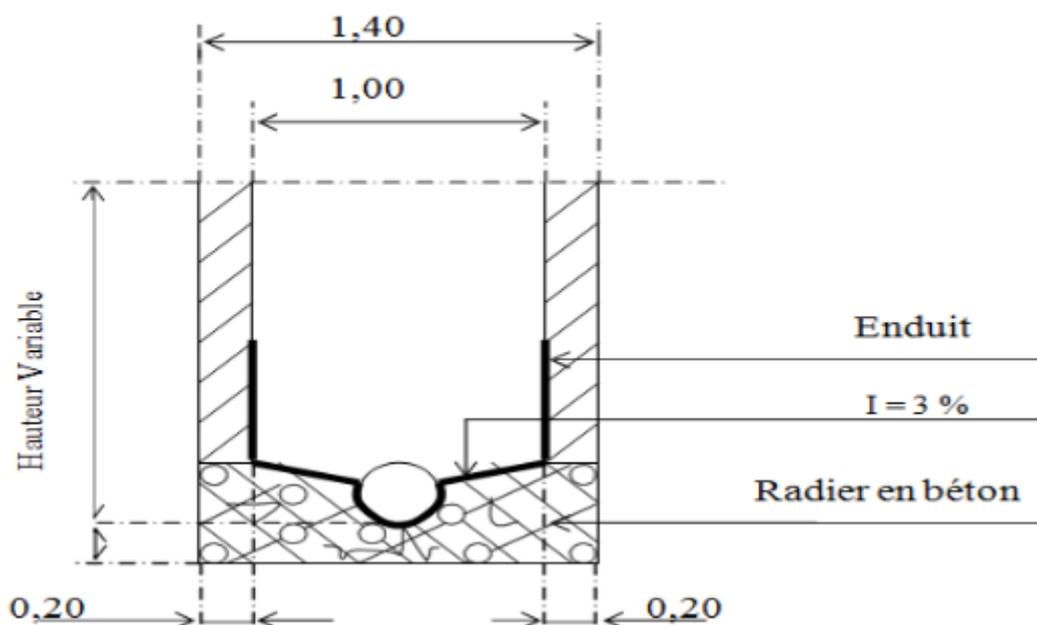


Figure VII.4: Exemple d'un regard de visite.

### b.2 Regard de ventilation

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

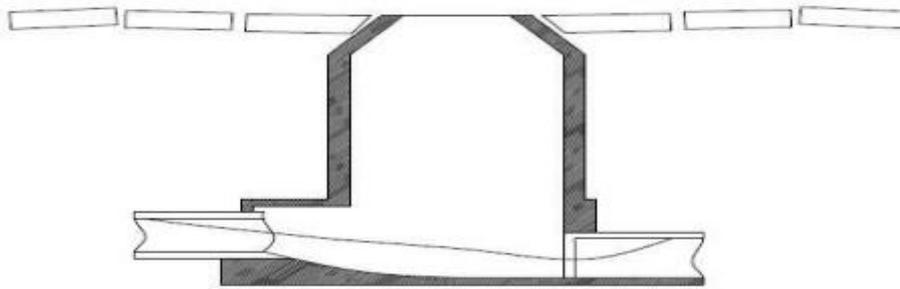
- Les tampons des regards munis d'orifices appropriés ;
- Les tuyaux de chute qui doivent être prolongés jusqu'à l'air libre ;
- Les cheminées placées sur l'axe de la canalisation.

### b.3 Regard de jonction

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

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

Pour notre agglomération, les regards de jonction sont indispensables, ce sont les plus rependus, car le terrain est accidenté, ainsi les pistes existantes suivent plusieurs directions, d'où l'utilité de projeter des regards de jonction.



**Figure VII.5:** Exemple d'un regard de jonction.

### b.4 Regard de chute

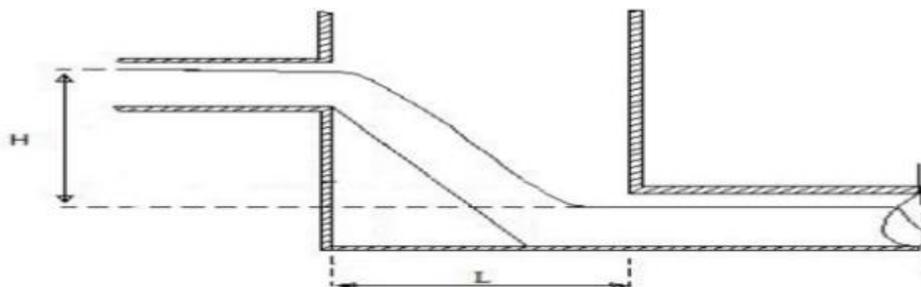
C'est l'ouvrage le plus répandu en Assainissement, il permet d'obtenir une dissipation d'énergie en partie localisée, il est très utilisé dans le cas où le terrain d'une agglomération est trop accidenté. Ils sont généralement utilisés pour deux différents types de chutes :

#### 1- La chute verticale profonde

Utilisée pour un diamètre faible et un débit important ; leur but est de réduire la vitesse.

#### 2- La chute toboggan

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



**Figure VII.6:** Exemple d'un regard de chute.

#### b.4.1 Dimensionnement du regard de chute

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

$$L=V.t \quad (\text{VII.1})$$

$$y=1/2 gt^2 \quad (\text{VII.2})$$

$$\text{Avec : } t =L/V \quad (\text{VII.3})$$

Ou L : Largueur 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).

$$\text{Des trois équations on aura : } L=\sqrt{\frac{2y}{g}}V \quad (\text{VII.4})$$

#### VII.2.4 Déversoirs d'orage [06]

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 et d'éviter les débordements.

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

##### VII.2.4.1 Emplacement des déversoirs d'orage

Avant l'emplacement des déversoirs d'orage, il faut connaître :

- 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 lâchées 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 et le niveau d'eau dans les canalisations amont et aval.
- La topographie du site et les variations des pentes.

##### VII.2.4.2 Types des déversoirs

On distingue différents types des déversoirs :

- **Déversoir a seuil latéral**

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

➤ **Déversoirs latéral à double seuil**

Le seuil est placé de chaque côté de l'ouvrage. Ce type de déversoirs représente environ 15% des déversoirs à seuil. Ce sont des déversoirs suspendus.

➤ **Déversoirs à seuil frontal**

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

➤ **Déversoirs type Escalier**

Ce dernier a pour rôle les fonctions suivantes :

- Alléger la surcharge dans la partie basse de l'agglomération.
- Il est utilisé en cas de décharge de collecteur de part et d'autre, il est placé dans des endroits où il n'y a pas de charriage.
- Si le terrain est à forte pente, il est utilisé pour éviter la surcharge.

➤ **Déversoir d'orage à ouverture de fond**

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

Remarque

Etant donné que les collecteurs se trouvent à proximité de l'oued et que l'écoulement se fait en parallèle à ce dernier avec un débit fort, nous allons utiliser un déversoir d'orage type latéral.



**Figure VII.6:** Déversoir d'orage à seuil latéral

### VII.2.4.3 Dimensionnement du déversoir d'orage

Pour le calcul des déversoirs d'orage type latéral. On doit adopter :

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

$$Q_T = Q_P + Q_{US} \quad (\text{VII.5})$$

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

$$Q_{ST} = 2 \cdot Q_{US} \quad (\text{VII.6})$$

-Le débit déversé vers l'Oued:

$$Q_{\text{dév}} = Q_T - Q_{ST} \quad (\text{VII.7})$$

-On détermine la valeur de la lame déversée (H<sub>dév</sub>)

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

#### ➤ Dimensionnement du déversoir d'orage type latéral

Dans notre projet on a opté à deux déversoirs d'orage afin de diminuer le débit et les diamètres des conduites.

**Tableau VII.1** : données du dimensionnement des déversoirs

	Diamètre d'entrée De (mm)	Débit pluvial Qp(m <sup>3</sup> /s)	Débit pleine section Qps(m <sup>3</sup> /s)	Débit de pointe vers la step Qstp (m <sup>3</sup> /s)	Pente (m/m)	Hauteur d'entrée (m)
<b>DO1</b>	1500	8.48	9.75	0.44	0.02	1.11
<b>DO2</b>	800	3.916	4.35	0.049	0.033	0.675
<b>DO3</b>	1500	7.548	10.26	0.097	0.022	0.954
<b>DO4</b>	1200	6.467	6.63	0.468	0.03	1.027

#### • Calcul du coefficient de retardement

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

$$Z = 1 - t_c / 100 \quad (\text{VII.8})$$

t<sub>c</sub> = temps de concentration (min)

\*Pour le cas de notre agglomération qui a un fort pourcentage d'urbanisation, on considère :  
t<sub>c</sub> = t<sub>1</sub> + t<sub>2</sub> pour la majorité des cas.

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

$$t_1 = L/60.V$$

(VII.9)

$t_2$  : Temps mis par l'eau pour atteindre le premier ouvrage d'engouffrement, ce temps varie de 2 à 20 min ;

Avec :

L(m) : la longueur entre regards

V (m/s) : la vitesse d'écoulement.

### 1. Déversoir d'orage N°1(DO1)

**Tableau VII.2** : calcul de temps de concentration 1

tronçon	L (m)	V (m/s)	Tc (min)	Cumul(min)
R11-R12	50	3,29	0,25	0,25
R12-R13	50	3,13	0,27	0,52
R13-R16	146,337	2,31	1,06	1,58
R16-R19	125	1,72	1,21	2,79
R19-R111	80	4,50	0,30	3,08
R111-R113	100,154	2,06	0,81	3,89
R113-R115	59,33	1,91	0,52	4,41
R115-R118	100,93	2,23	0,75	5,16
R118-R119	50	1,72	0,48	5,65
R119-R122	150	1,65	1,51	7,16
R122-R123	14,79	4,38	0,06	7,22
R123-R124	32,77	2,28	0,24	7,46
R124-R125	30	2,55	0,20	7,65
R125-R126	40	3,06	0,22	7,87
R126-R127	30,24	3,32	0,15	8,02
R127-R128	30,04	1,90	0,26	8,29
R128-R129	26,96	3,22	0,14	8,43
R129-R131	80	2,00	0,67	9,09
R131-R136	201,83	2,07	1,63	10,72
R136-R137	45	2,43	0,31	11,03
R137-R140	144,35	3,08	0,78	11,81
R140-R141	45,886	3,50	0,22	12,03
R141-R144	135	3,89	0,58	12,60
R144-R145	45	2,55	0,29	12,90
R145-R146	30	3,79	0,13	13,03
R146-R151	195	3,25	1,00	14,03
R151-R152	45	1,37	0,55	14,58
R152-R154	81,75	3,24	0,42	15,00
R154-R155	21,7	4,36	0,08	15,08
R155-U1_6	26,39	5,35	0,08	15,16
U1_6-DO1	10	6,14	0,03	15,19

On a  $t_2=2\text{min}$  et  $t_1=15.19\text{ min}$ , donc  $t_c=17\text{min}$

Et  $Z=0.83$

- **Calcul du débit critique**

$$Q_{cr} = Z \cdot Q_t = 0.83 \cdot 8.678 = 7.20 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_{cr} = 7.20 \text{ m}^3/\text{s}, \text{ donc :}$$

Le débit total :  $Q_{cr} = Q_{dev} + Q_{step} = 7.20 \text{ m}^3/\text{s}$ , d'où :

$$Q_{dev} = 6.76 \text{ m}^3/\text{s}.$$

- **Hauteur d'eau allant vers la station de l'épuration**

Pour calculer la hauteur d'eau transitée vers la station d'épuration on doit passer au calcul de:

$$R_q = Q_{st}/Q_{ps} \text{ et } R_h = H_{st}/D_e$$

$$\text{Donc : } R_q = 0.045$$

D'après l'abaque N°2(en annexe),  $R_h = f(RQ)$   $R_h = 0.08$

$$h_{stp} = D_e \cdot R_h = 1500 \cdot 0.08 = 120 \text{ mm}$$

$$h_{stp} = 120 \text{ mm}$$

- **Hauteur de la lame déversant**

On doit calculer la hauteur de la lame d'eau déversant par la formule suivante :

$$R_{cr} = Q_{cr}/Q_{ps} = 0.74 \quad \text{d'après l'abaque N°2(en annexe) } R_h = f(RQ)$$

$$R_{hcr} = 0.63 \quad \mathbf{h_{cr} = 945 \text{ mm}}$$

$$h_{dv} = h_{cr} - h_{step} = 945 - 120 \text{ mm}; \quad \mathbf{h_{dv} = 825 \text{ mm}}$$

- **La longueur du seuil déversant**

On applique la formule de BAZIN :

$$Q_d = (2/3) \mu \cdot L \cdot H_{dev} \cdot \sqrt{2gH_{dev}} \cdot \frac{3}{2} \quad \text{(VII.10)}$$

Avec

- $\mu$ : coefficient de contraction de la lame déversant qui tient compte de l'écoulement ( $\mu=0,45$ )
- $L$ : La longueur du déversoir (longueur de la lame déversant) exprimée en mètres

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

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

Donc :

$$L = Qd / (0.45(2g)^{0.5}(Hd)^{1.5}) \quad (\text{VII.11})$$

$$L = 4.53 \text{ m}$$

## 2. Déversoir d'orage N°2(DO2)

Tableau VII.3 : calcul de temps de concentration 2

tronçon	L (m)	V (m/s)	Tc (min)	Cumul(min)
O1_13-O1_12	20,21	1,63	0,18	0,18
O1_12-O1_11	14,73	1,56	0,14	0,33
O1_11-O1_10	15,45	1,73	0,15	0,47
O2_01-O1_10	19,05	3,69	0,08	0,55
O1_10-O1_09	29,34	4,63	0,10	0,65
O1_09-O1_08	53,91	4,15	0,19	0,74
O1_08-O1_07	51,7	5,76	0,14	0,94
O1_07-O1_06	25,96	5,11	0,08	1,07
O1_06-O1_05	48,77	3,50	0,22	1,15
O1_05-O1_04	11,63	3,19	0,06	1,37
O1_04-O1_03	15,19	2,71	0,08	1,43
O1_03-O1_02	19,05	3,69	0,08	1,51
O1_02-O1_01	109,2	4,67	0,49	2,00

On a  $t_2=2\text{min}$  et  $t_1=2\text{min}$ , donc  $t_c=4\text{min}$

Et  $Z=0.96$

- **Calcul du débit critique**

$$Q_{cr} = Z * Q_t = 0.96 * 3.94 = 3.78 \text{ m}^3/\text{s}$$

$Q_{cr} = 3.78 \text{ m}^3/\text{s}$ , donc :

Le débit total :  $Q_{cr} = Q_{dev} + Q_{step} = 3.78 \text{ m}^3/\text{s}$ , d'où :

$$Q_{dev} = 3.73 \text{ m}^3/\text{s}.$$

- **Hauteur d'eau allant vers la station de l'épuration**

Pour calculer la hauteur d'eau transitée vers la station d'épuration on doit passer au calcul de:

$$R_q = Q_{st}/Q_{ps} \text{ et } R_h = H_{st}/D_e$$

Donc :  $R_q = 0.01$

D'après l'abaque N°2(en annexe),  $R_h = f(RQ)$   $R_h = 0.01$

$h_{stp} = De \cdot R_h = 800 \cdot 0.01 = 8 \text{ mm}$

**$h_{stp} = 8 \text{ mm}$**

- **Hauteur de la lame déversant**

On doit calculer la hauteur de la lame d'eau déversant par la formule suivante :

$R_{cr} = Q_{cr} / Q_{ps} = 0.87$  d'après l'abaque N°2(en annexe)  $R_h = f(RQ)$

$R_{hcr} = 0.73$   **$h_{cr} = 584 \text{ mm}$**

$h_{dv} = h_{cr} - h_{step} = 584 - 8 \text{ mm}$  ;  **$h_{dv} = 576 \text{ mm}$**

- **La longueur du seuil déversant**

On applique la formule de BAZIN :

$$Qd = (2/3) \mu \cdot L \cdot H_{dev} \cdot \sqrt{2gH_{dev}} \frac{3}{2}$$

Avec

-  $\mu$ : coefficient de contraction de la lame déversant qui tient compte de l'écoulement ( $\mu = 0,45$ )

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

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

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

Donc :

$$L = Qd / (0.45(2g)^{0.5}(H_d)^{1.5})$$

**$L = 4.28 \text{ m}$**

## 3. Déversoir d'orage N°3(DO3)

Tableau VII.4 : calcul de temps de concentration 3

tronçon	L (m)	V (m/s)	Tc (min)	Cumul(min)
R41-R47	321,733	6,65	0,81	0,81
R47-R410	169,678	3,15	0,90	1,71
R410-R411	67,87	2,67	0,42	2,13
R411-R412	43,49	2,68	0,27	2,4
R412-R414	100	5,54	0,30	2,7
R414-R416	80	5,34	0,25	2,95
R416-R420	193,198	7,11	0,45	3,4
R421-R23	42,476	5,51	0,13	3,53
R423-R427	126,439	6,59	0,32	3,85
R427-R432	139,566	6,85	0,34	4,19
R432-R439	300	6,80	0,74	4,93
R440-R51	38,86	4,47	0,15	5,08
R51-R52	53,188	4,15	0,21	5,29
R52-R54	91,686	4,82	0,32	5,61
R54-R55	50	4,70	0,18	5,79
R55-R56	50	8,40	0,10	5,89
R56-R57	50	2,85	0,29	6,18
R57-R58	50	4,19	0,20	6,38
R58-DO3	9,03	6,36	0,02	6,4

On a  $t_2=2\text{min}$  et  $t_1=6.4\text{ min}$ , donc  $t_c=9\text{min}$

Et  $Z=0.91$

- **Calcul du débit critique**

$$Q_{cr} = Z * Q_t = 0.91 * 7.597 = 6.91 \text{ m}^3/\text{s}$$

$Q_{cr} = 6.91 \text{ m}^3/\text{s}$ , donc :

Le débit total :  $Q_{cr} = Q_{dev} + Q_{step} = 6.91 \text{ m}^3/\text{s}$ , d'où :

$$Q_{dev} = 6.813 \text{ m}^3/\text{s}.$$

- **Hauteur d'eau allant vers la station de l'épuration**

Pour calculer la hauteur d'eau transitée vers la station d'épuration on doit passer au calcul de:

$$R_q = Q_{st}/Q_{ps} \text{ et } R_h = H_{st}/D_e$$

$$\text{Donc : } R_q = 0.009$$

D'après l'abaque N°2(en annexe),  $R_h = f(RQ)$   $R_h = 0.009$

$$h_{stp} = D_e \cdot R_h = 1500 * 0.009 = 13.5 \text{ mm}$$

**hstp =13.5 mm**

- **Hauteur de la lame déversant**

On doit calculer la hauteur de la lame d'eau déversant par la formule suivante :

$Rcr=Qcr/Qps=0.67$  d'après l'abaque N°2(en annexe)  $Rh =f (RQ)$

$Rhcr=0.56$  **hcr=840 mm**

$hdv=hcr-hstep=840-13.5mm$  ; **hdv=826.5mm**

- **La longueur du seuil déversant**

On applique la formule de BAZIN :

$$Qd = (2/3)\mu.L.H_{dev} \cdot \sqrt{2gH_{dev}} \frac{3}{2}$$

Avec

-  $\mu$ : coefficient de contraction de la lame déversant qui tient compte de l'écoulement ( $\mu=0,45$ )

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

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

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

Donc :

$$L=Qd/(0.45(2g)^{0.5}(Hd)^{1.5})$$

$$L=4.55 \text{ m}$$

#### 4. Déversoir d'orage N°4(DO4)

**Tableau VII.5** : calcul de temps de concentration 4

tronçon	L (m)	V (m/s)	Tc (min)	Cumul(min)
R510-R511	35,08	1,35	0,43	0,43
R511-R512	41,538	1,27	0,55	0,98
R512-R515	150	1,53	1,63	2,61
R515-R516	45	2,71	0,28	2,88
R516-R520	195	1,64	1,98	4,87
R520-R522	80	1,00	1,33	6,20
R522-R523	40	0,91	0,74	6,93
R523-R525	95	1,43	1,11	8,04
R525-R526	50	1,04	0,80	8,84

Suite du tableau VII.5: calcul de temps de concentration

tronçon	L (m)	V (m/s)	Tc (min)	Cumul(min)
R526-R528	180	1,52	1,97	10,81
R530-R532	100	0,98	1,69	12,50
R532-R533	40	1,39	0,48	12,98
R533-R534	50	1,35	0,62	13,60
R534-R539	236,09	0,88	4,45	18,05
R539-R540	28,09	1,49	0,32	18,37
R540-R41	45	1,25	0,60	18,97
R541-R542	23,528	1,10	0,36	19,33
R542-R543	39,91	1,26	0,53	19,85
R543-R544	45	1,35	0,56	20,41
R544-R548	181	1,63	1,85	22,26
R548-R549	46,66	1,07	0,72	22,98
R549-R550	30	1,27	0,39	23,38
R550-R551	50	0,95	0,87	24,25
R551-R552	50	1,15	0,73	24,98
R552-R555	87,35	2,34	0,62	25,60
R555-R556	50	1,49	0,56	26,16
R556-R557	50	1,01	0,82	26,98
R557-R558	50	1,10	0,76	27,74
R558-R560	50	1,33	0,63	28,37
R560-R561	50	1,07	0,78	29,15
R561-R565	200	0,47	7,13	36,28
R565-R567	101,702	0,80	2,11	38,39
R567-R568	43,368	1,19	0,61	39,00
R568-R569	50	0,81	1,03	40,03
R569-R571	100	0,76	2,18	42,21
R571-R573	100	1,00	1,67	43,88
R573-R574	49,75	0,85	0,98	44,86
R574-RDO4	36,185	6,57	0,09	44,95

On a  $t_2=2\text{min}$  et  $t_1=44.95\text{ min}$ , donc  $t_c=46.95\text{min}$

Et  **$Z=0.53$**

- **Calcul du débit critique**

$$Q_{cr} = Z * Q_t = 0.53 * 6.652 = 3.53 \text{ m}^3/\text{s}$$

$Q_{cr} = 3.53 \text{ m}^3/\text{s}$ , donc :

Le débit total :  $Q_{cr} = Q_{dev} + Q_{step} = 3.53 \text{ m}^3/\text{s}$ , d'où :

$$Q_{dev} = 3.06 \text{ m}^3/\text{s}.$$

- **Hauteur d'eau allant vers la station de l'épuration**

Pour calculer la hauteur d'eau transitée vers la station d'épuration on doit passer au calcul de:

$$Rq=Qst/Qps \text{ et } Rh=Hst/De$$

$$\text{Donc : } Rq=0.07$$

$$\text{D'après l'abaque N°2(en annexe), } Rh = f(RQ) \quad Rh = 0.15$$

$$h \text{ stp} = De \cdot Rh = 1200 \cdot 0.15 = 180\text{mm}$$

$$\mathbf{hstp = 180mm}$$

- **Hauteur de la lame déversant**

On doit calculer la hauteur de la lame d'eau déversant par la formule suivante :

$$Rcr=Qcr/Qps=0.53 \quad \text{d'après l'abaque N°2(en annexe) } Rh = f(RQ)$$

$$Rhcr=0.53 \quad \mathbf{hcr=636mm}$$

$$hdv=hcr-hstep=636-180\text{mm} ; \quad \mathbf{hdv=456mm}$$

- **La longueur du seuil déversant**

On applique la formule de BAZIN :

$$Qd = (2/3) \mu \cdot L \cdot H_{dev} \cdot \sqrt{2gH_{dev}} \frac{3}{2}$$

Avec

-  $\mu$ : coefficient de contraction de la lame déversant qui tient compte de l'écoulement ( $\mu=0,45$ )

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

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

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

Donc :

$$\mathbf{L=Qd/(0.45(2g)^{0.5}(Hd)^{1.5})}$$

$$\mathbf{L=5 \text{ m}}$$

Tableau VII.6: Résultats du dimensionnement des déversoirs latéraux

	Diamètre d'entrée De (mm)	Débit pluvial Qp(m3/s)	Débit pleine section Qps(m3/s)	Débit de pointe vers la step Qstp (m3/s)	Débit déversé (m3/s)	Longueur du déversoir (m)	Diamètres de décharge (mm)
DO1	1500	8.48	9.75	0.44	6.76	4.53	1500
DO2	800	3.916	4.35	0.049	3.73	4.28	1200
DO3	1500	7.548	10.26	0.097	6.813	4.55	1500
DO4	1200	6.467	6.63	0.468	3.06	5	1200

### VII.2.5 Siphon

Le siphon a pour but la liaison de deux ouvrages à écoulement libre ou a pente séparée par des obstacles. Ces derniers peuvent être des cours d'eau des canaux, des routes des tunnels, des voies ferrées, des conduites de grandes dimensions, etc.... (Figure VII.7).

En principe on doit prévoir une double canalisation :

- Possibilité pour chaque conduite de transit le débit max.
- Possibilité de transit de débit de temps sec dans l'une et le débit max dans l'autre.
- Le dimensionnement des conduites forcées dépend :
  - ✓ du débit à l'amont ;
  - ✓ du niveau d'eau dans la canalisation amont et d'aval.

La différence de niveau est conditionnée par l'écoulement dans ces conduites qui sont parallèles. Dans le cas où le niveau d'eau diminue, la considération d'une conduite de diamètre plus faible est pris en compte pour transit les faibles débits.

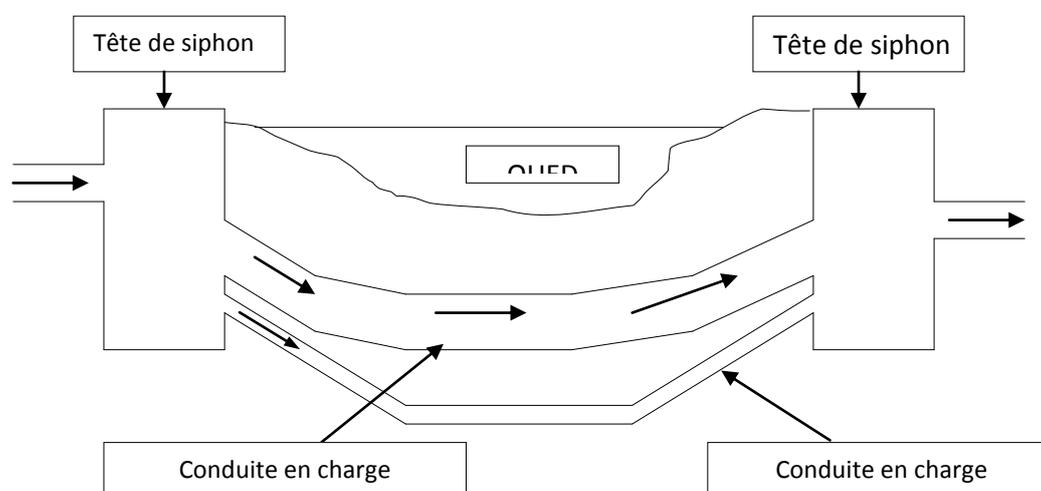


Figure VII.7: Schémas représentatif d'un siphon à point bas.

Remarque : Au niveau de notre projet nous avons six points où le réseau traverse l'oued.

### VII.2.5.1 Dimensionnement des siphons :

#### a) Dimensionnement du siphon N°1 :

##### a.1) Dimensionnement de la canalisation pour le débit de temps sec :

$$D_{cal} = \sqrt[5]{8\gamma l Q^2 / \pi^2 g \Delta h} \quad (\text{VII.8})$$

Avec :

Qtsc= débit de temps sec ; Qtsc=0.036 m<sup>3</sup>/s

l : La longueur du siphon ; l= 12.27m

$\Delta h$ : La Différence de charge  $\Delta h = 0.4\text{m}$ ;

$\gamma$  : Coefficient de frottement.

$\varepsilon$  : La rugosité ( $\varepsilon = 0.01$ ).

Dnor : le diamètre normalisé.

$$\text{AN: } D_{cal} = \sqrt[5]{8(0.01)(12.27)(0.036^2) / \pi^2 (9.81)(0.4)}$$

Dcal= 126.85 mm

$$D_{Nor}=200\text{mm}$$

##### a.2) Dimensionnement de la canalisation pour le débit par temps de pluies :

Qtp=2.215 m<sup>3</sup>/s

$$\text{AN: } D_{cal} = \sqrt[5]{8(0.01)(12.27)(2.215^2) / \pi^2 (9.81)(0.4)}$$

Dcal=659.07mm

Donc:

$$D_{Nor}=800\text{mm}$$

#### b) Dimensionnement du siphon N°2 :

##### b.1)-Dimensionnement de la canalisation pour le débit par temps sec :

Qtsec=0.03 m<sup>3</sup>/s

$\Delta h=1.95$  m

l=10.62m

$$\text{AN: } D_{\text{cal}} = \sqrt[5]{8(0.01)(10.62)(0.03)^2/\pi^2(9.81)(1.95)}$$

$$D_{\text{cal}}=83.46 \text{ mm}$$

Donc :

$$\mathbf{D_{\text{Nor}}=100\text{mm}}$$

**b.2) Dimensionnement de la canalisation pour le débit temps de pluie:**

$$Q_{\text{tp}}=1.43\text{m}^3/\text{s}$$

$$\Delta h= 1.95\text{m}$$

$$D_{\text{cal}} = \sqrt[5]{8(0.01)(10.62)(1.43)^2/\pi^2(9.81)(1.95)}$$

$$D=391.15\text{mm}$$

$$\text{Donc: } \mathbf{D_{\text{Nor}}=400 \text{ mm}}$$

**c) Dimensionnement du siphon N°3 :**

**c.1) Dimensionnement de la canalisation pour le débit de temps sec :**

$$Q_{\text{tsec}}=0.01 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$\Delta h=0.8 \text{ m}$$

$$l=37.47\text{m}$$

$$\text{AN: } D_{\text{cal}} = \sqrt[5]{8(0.01)(37.47)(0.01)/\pi^2(9.81)(0.8)}$$

$$D_{\text{cal}}=207.75 \text{ mm}$$

Donc :

$$\mathbf{D_{\text{Nor}}=200 \text{ mm}}$$

**c.2) Dimensionnement de la canalisation pour le débit temps de pluie:**

$$Q_{\text{tp}}=1.374\text{m}^3/\text{s}$$

$$\Delta h= 0.8\text{m}$$

$$D_{\text{cal}} = \sqrt[5]{8(0.01)(37.47)(1.374^2)/\pi^2(9.81)(0.8)}$$

$$D=592.57\text{mm}$$

Donc:

**$D_{Nor}=600$  mm**

**d) Dimensionnement du siphon N° 4 :**

**d.1)-Dimensionnement de la canalisation pour le débit par temps sec :**

$$Qtsec=0.0218 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$\Delta h=114.68-114.57=0.11 \text{ m}$$

$$l=9.43\text{m}$$

$$AN: Dcal = \sqrt[5]{8(0.01)(9.43)(0.0218^2)/\pi^2(9.81)(0.11)}$$

$$Dcal=127.48 \text{ mm}$$

Donc :

**$D_{Nor}=200$ mm**

**d.2) Dimensionnement de la canalisation pour le débit temps de pluie:**

$$Qtp=3.275\text{m}^3/\text{s}$$

$$\Delta h= 0.11\text{m}$$

$$Dcal = \sqrt[5]{8(0.01)(9.43)(3.275^2)/\pi^2(9.81)(0.11)}$$

$$D=946.5\text{mm}$$

Donc:  **$D_{Nor}=1000$  mm**

**e) Dimensionnement du siphon N° 5 :**

**e.1) Dimensionnement de la canalisation pour le débit de temps sec :**

$$Qtsec=0.0276 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$\Delta h==0.77 \text{ m}$$

$$l=26.343\text{m}$$

$$AN: Dcal = \sqrt[5]{8(0.01)(26.343)(0.0276^2)/\pi^2(9.81)(0.77)}$$

$$Dcal=116.58 \text{ mm}$$

Donc :

**$D_{Nor}=200$  mm**

**e.2) Dimensionnement de la canalisation pour le débit temps de pluie:**

$$Q_{tp}=4.215\text{m}^3/\text{s}$$

$$\Delta h=0.77\text{ m}$$

$$AN : D_{cal} = \sqrt[5]{8(0.01)(26.343)(4.215^2)/\pi^2(9.81)(0.77)}$$

$$D_{cal}=871.32\text{mm.}$$

$$\text{Donc : } \quad \quad \quad \mathbf{D_{Nor}=1000\text{ mm}}$$

**f) Dimensionnement du siphon N° 6 :****f.1) Dimensionnement de la canalisation pour le débit de temps sec :**

$$Q_{tsec}=0.0486\text{ m}^3/\text{s}$$

$$\Delta h=0.02\text{m}$$

$$l=29.62\text{m}$$

$$AN: D_{cal} = \sqrt[5]{8(0.01)(29.62)(0.0486^2)/\pi^2(9.81)(0.02)}$$

$$D_{cal}=310.59\text{ mm}$$

$$\text{Donc : } \quad \quad \quad \mathbf{D_{Nor}=400\text{ m}}$$

**f.2) Dimensionnement de la canalisation pour le débit temps de pluie:**

$$Q_{tp}=0.097\text{m}^3/\text{s}$$

$$\Delta h=0.02\text{m}$$

$$AN : D_{cal} = \sqrt[5]{8(0.01)(29.62)(0.097^2)/\pi^2(9.81)(0.02)}$$

$$D_{cal}=409.49\text{ mm.}$$

$$\text{Donc : } \quad \quad \quad \mathbf{D_{Nor}=400\text{ mm}}$$

**Tableau VII.7 : résultats du dimensionnement des siphons**

N° siphon	Diamètre de temps sec (mm)	Diamètre de temps de pluie (mm)
1	200	800
2	100	400
3	200	600
4	200	1000
5	200	1000
6	400	400

### VII.2.6 Le système de relevage des eaux usées vers la station d'épuration existante (Pond de boue)

La proposition de projection d'un système de relevage fait suite à la contrainte du terrain à configuration accidenté.

Le système de relevage proposé a pour but de collecter les eaux usées des deux points de rejet (O et P) venant des collecteurs principaux des sous bassins (N1,O1,O2,O3,P1,P2,P3) vers un seul point puis les refouler vers un collecteur gravitaire (CI) et ce dernier déverse dans l'intercepteur I qui conduit ces eaux vers la station d'épuration existante située à une distance de 5km en prenant aussi les rejets de sous bassins (R1).

Ce système de relevage consiste à refouler le débit d'eaux usées venant des collecteurs à partir du regard N°R31 vers le regard N°R319 situé à une distance de 959 m puis à partir de ce dernier les eaux usées seront acheminées gravitairement par le collecteur CI qui se déverse dans l'intercepteur I.

#### VII.2.6.1 Dimensionnement de la bache d'aspiration :

Pour notre station la bache de stockage à deux fonctions la première est de stocker les eaux usées qui arrivent et la deuxième d'être une bache d'aspiration pour les pompes de relevage.

Les deux baches ont le même volume.

##### a) volume de la bache :

Le volume du réservoir de stockage de la station est adopté égal au débit des eaux usées arrivant en un temps déterminé.

$$\text{On a } V_t = Q \cdot t \quad (\text{VII.9})$$

$V_t$  : volume de la bache en (m<sup>3</sup>)

$Q$  : débit des eaux usées total ( $Q=0.049$  m<sup>3</sup>/s)

$t$  : temps de stockage des eaux usées dans la bache pendant l'arrêt des pompes, Pour un meilleur fonctionnement des pompes, et un bon entretien du matériel, la durée du cycle s'échelonne entre 6 et 15 min.

Donc : on fixe  $t = 15$  minutes.

$$V_t = 0.049 \cdot 15 \cdot 60 = 44.1 \text{ m}^3$$

Le volume total de la bache sera  $V_t = 44 \text{ m}^3$

##### b) surface de la bache :

$$\text{On a : } S = V/H$$

Avec :

S : surface de la bache en (m<sup>2</sup>)

V : volume de la bache en (m<sup>3</sup>)

H : la hauteur de la bache en (m), on fixe cette hauteur à H = 2.5 m

Donc **S=18 m<sup>2</sup>**

**c) Cote de la chambre :**

On a : **S = B<sup>2</sup>**

B : la cote de la chambre = $\sqrt{S}$

Donc **B= 4m**

**Tableau VII.8:** Dimensions de la bache d'aspiration

Dimensions	Bache
Volume (m <sup>3</sup> )	44
Surface (m <sup>2</sup> )	18
Hauteur (m)	2.5
Cote (m)	4

### VII.2.6.2 Dimensionnement de la conduite de refoulement

Dans la pratique le diamètre optimal est déterminé par rapport à une fourchette de vitesse à respecter, ce diamètre est déterminé approximativement par les formules de BONIN :

La formule de BONIN : **D =  $\sqrt{Q}$**  **(VII.10)**

Avec :

D : Diamètre de la conduite en mètre;

Q : Débit véhiculé en m<sup>3</sup>/s; Q=0.049 m<sup>3</sup>/s

$$D = \sqrt{0,049} = 0.221 \text{ m}$$

Alors :

$$\mathbf{D=250 \text{ mm}}$$

**VII.2.6.3 Détermination du diamètre économique pour la conduite de refoulement :****1) Hauteur manométrique totale**

La hauteur géométrique est la différence de niveau entre le niveau min du puisard et la cote du point le plus élevé de cette conduite de refoulement.

La cote de niveau min = 142.76 m (cote du terrain naturel)

La CTN du point le plus élevé = 165.63 m

Donc la hauteur géométrique est :

$$H_g = 165.63 - 142.76 + 2.5 = 25.37 \text{ m}$$

$$HMT = H_g + \sum h_p$$

- HMT : hauteur manométrique totale en m
- $\sum h_p$  = les pertes de charge totales

$$\sum h_p = \sum h_{pl} + \sum h_{ps}$$

- $\sum h_{pl}$  : pertes de charge linéaire
- $\sum h_{ps}$  : perte de charge singulière

**2) Calcul de perte de charge :**

$\sum h_{ps}$  : pertes de charge singulière elles représentent 15% des pertes de charge linéaire.

$$\Delta H_l = \frac{8 \times L_{ref} \times \lambda \times Q^2}{g \times \pi^2 \times D^5} \quad (\text{VII.11})$$

$$\Delta H_s = 0.15 * \Delta H_l \quad (\text{VII.12})$$

Avec :  $\lambda = [1.14 - 0.86 * \ln(\epsilon/D)]^{-2}$  (Formule de Nikuradzé)

$L_{ref} = 959 \text{ m}$ ,  $Q = 0.049 \text{ m}^3/\text{s}$ ,  $\epsilon = 0.0002 \text{ m}$

D : diamètre intérieur de la conduite

Q : débit véhiculé par la conduite en  $\text{m}^3$ .

On opte pour un diamètre de 250mm donc :

$$\lambda = 0.019, \Delta H_l = 3.70, \Delta H_s = 0.55 \text{ m d'où : } \Delta H_t = 4.26 \text{ m}$$

Donc  $HMT = 29.23 \text{ m}$

**VII.2.6.4 Choix de nombre et de type de pompes :**

La station de pompage doit être équipée d'un nombre suffisant de pompes assurant le débit demandé tel que  $N = n + nps$

Où : N: nombre de pompes installées

nps: nombre de pompe de secours.

np: nombre de pompe de fonctionnement

Le nombre des pompes de secours varie suivant le nombre total des pompes installées, pour un nombre inférieur à 4 comme dans notre cas le nombre de pompes de secoure est égale à 1.

Compte tenu des exigences d'exploitation, il est conseillé de projeter le minimum de groupes possible dans la station, ce qui rendra les dimensions de la station plus raisonnables et le fonctionnement des pompes se fait avec une souplesse.

Les pompes choisies doivent répondre aux conditions suivantes :

- assurer la hauteur et le débit calculé.
- assurer le rendement maximal de la pompe.
- être d'un poids minimum possible.
- présenter une forme peu encombrante.
- répondre aux normes de construction de la station de pompage la plus économique.
- la pompe choisie doit être de préférence de production nationale
- doit être facile à l'entretien.

Pour le choix du type de pompe dans notre projet, on utilise le logiciel Caprari.

➤ **Choix du nombre pour la pompe monocellulaire à axe horizontal :**

**Pour n=1 :**

Pour une seule pompe on a :

$$Q_{cal} = \frac{Q_f}{n} = \frac{0.049}{1} = 0.049 \text{ m}^3/\text{s}$$

D'autre part on a Hmt=33.43 m

D'où d'après le logiciel CAPRARI on trouve que cette variante à comme caractéristiques :

Type de pompe : **MEC-AZ3/125B**

Diamètre de refoulement Dr = 125 mm

La vitesse de rotation  $n = 1460$  tr/min

Puissance absorbée  $P_a = 30$  KW.

NPSHr = 2.58 m

Le rendement  $\eta = 77.4$  %

**Pour  $n=2$  :**

$$Q_{cal} = \frac{Q_f}{n} = \frac{0.049}{2} = 0,025 \text{ m}^3/\text{s}$$

D'où d'après le logiciel CAPRARI on trouve que cette variante à comme caractéristiques :

Type de pompe : **MEC-AZ 2/80E**

Diamètre de refoulement  $D_r = 80$  mm

La vitesse de rotation  $n = 2900$  tr/min

Puissance absorbée  $P_a = 15$  KW.

NPSHr = 2.97 m

Le rendement  $\eta = 76.60$  %

**Pour  $n=3$  :**

$$Q_{cal} = \frac{Q_f}{n} = \frac{0.049}{3} = 0,016 \text{ m}^3/\text{s}$$

D'où d'après le logiciel CAPRARI on trouve que cette variante à comme caractéristiques :

Type de pompe : **MEC-AZ 2/65E**

Diamètre de refoulement  $D_r = 65$  mm

La vitesse de rotation  $n = 2900$  tr/min

Puissance absorbée  $P_a = 7.5$  KW.

NPSHr = 2.64 m

Le rendement  $\eta = 73.804$  %

**Pour  $n=4$ :**

$$Q_{cal} = \frac{Q_f}{n} = \frac{0.049}{4} = 0,012 \text{ m}^3/\text{s}$$

D'où d'après le logiciel CAPRARI on trouve que cette variante à comme caractéristiques :

Type de pompe : **MEC-AZ 1/50A**

Diamètre de refoulement  $D_r = 50$  mm

La vitesse de rotation  $n = 2850$  tr/min

Puissance absorbée  $P_a = 5.5$  KW.

NPSHr = 3.33 m

Le rendement  $\eta = 74.5$  %

Tableau VII.9 : choix du type de la pompe

N	1	2	3	4
Qcal (m <sup>3</sup> /s)	0.049	0.025	0.016	0.012
HMT (mce)	29.63	29.63	29.63	29.63
Pompe choisie	<b>MEAZ3/125B</b>	<b>MEC-AZ 2/80E</b>	<b>MEC-AZ 2/65E</b>	<b>MEC-AZ 1/50A</b>
Rendement (%)	77.4	76.6	73.8	74.5
Vitesse (tr/min)	1460	2900	2900	2850
PuissanceP(KW)	18.5	15	7.5	5.5
NPSHDr (m)	2.58	2.97	2.64	3.33

On a besoin de refouler un débit total d'eaux usées de 49 l/s sur une hauteur de 33.43 mètres, donc il faut équiper la station par une pompe monocellulaire à axe horizontale avec une pompe de secoure tel qu'on a choisi la pompe de type **MEAZ3/125B** puisqu'elle est caractérisée par le meilleur rendement.

➤ **Puissance de la pompe**

$$P = \frac{g * \rho * HMT * Q}{\eta} \quad (\text{VII.13})$$

P : puissance absorbée par la pompe (KW) ;

g : Accélération de la pesanteur (m/s<sup>2</sup>) ;

HMT : Hauteur manométrique totale (m) ;

Q : Débit à refouler (m<sup>3</sup>/s) ;

η : rendement de la station de pompage

$$\eta_{sp} = \eta_p \cdot \eta_{mot} \cdot \eta_{ac} \cdot \eta_{res}$$

Avec :

η<sub>sp</sub> : Rendement de la station de pompage

η<sub>p</sub> : Rendement de la pompe choisie = 0.774

η<sub>mot</sub> : Rendement du moteur électrique = 0,89

η<sub>ac</sub> : Rendement du mode de raccordement = 1 (Accouplement direct)

η<sub>res</sub> : Rendement du réseau électrique = 0,99

$$\eta_{sp} = 0,774 * 0.89 * 1 * 0.99 = 0.68 = 0,68 \%$$

**η=68 %** pour cette station de pompage

➤ **Energie consommée par le pompage**

L'énergie consommée par la station de pompage le long d'une année est le produit de la puissance de pompage et du temps de pompage par année.

$$E = P * t * 365 \quad \text{(VI.14)}$$

E : énergie consommée pendant une année (KWh) ;

P : puissance de pompage (KW) ;

t : temps de pompage par jour (h).

➤ **Dépense annuelle de l'énergie :**

Les dépenses annuelles de l'énergie sont le produit du prix unitaire du KWh et de l'énergie consommée par année.

$$K = \delta * E \quad \text{(VI.15)}$$

K : Dépenses annuelles d'énergie (DA) ;

E : Energie consommée par année (KW) ;

$\delta$  : Prix du KWh, varie trois fois par jour

**Tableau IV.10:** Variation journalière des tarifs de l'énergie

Périodes	Horaires	Nombre d'heure	Prix du KWh d'énergie
		(H)	(DA)
<b>Heures pleines</b>	06h-17h	11	1.615
<b>Heures de pointes</b>	17h-21h	4	7.267
<b>Heures creuses</b>	21h-06h	9	0.853

Vu la variation journalière des tarifs du KWh d'énergie, on recommande un régime de fonctionnement des stations de 24h/24 heures avec arrêt lors des heures de pointes pendant lesquelles l'énergie électrique est plus chère.

Le prix du KWh pendant les 24 heures de pompage est tel que :

$$\delta = \frac{1.615 * 11 + 7.267 * 4 + 0.853 * 9}{24} = 2.20 \Rightarrow \delta = \mathbf{2.20 \text{ DA}}$$

➤ **Amortissement annuel :**

Les frais d'amortissement sont en fonction de la durée d'amortissement de la conduite et du taux d'annuité. Il est déterminé par la relation suivante :

$$A = \frac{i}{(1+i)^n - 1} + i \quad (\text{VI.16})$$

A : Frais d'amortissement (DA) ;

i : Taux d'annuité ; i = 8 % ;

n : Durée de l'amortissement de la conduite, n = 25 ans.

$$\text{A.N : } A = \frac{0,08}{(1+0,08)^{25} - 1} + 0,08 \Rightarrow \mathbf{A = 0.0937}$$

#### VII.2.6.5 Calcul du diamètre économique

**Remarque :** Dans les calculs introduisant le coefficient  $\lambda$ , ce dernier est estimé par la formule de Nikuradzé :

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log \left[ \frac{\varepsilon}{3,71 * D} \right] \quad (\text{Formule de Nikuradzé}) \quad (\text{VII.17})$$

On prend :  $\varepsilon = 10^{-4}$  mm et  $\nu = 10^{-6}$  m<sup>2</sup>/s

Re : Nombre de Reynolds ;

$$\text{Re} = \frac{V * D}{\nu} \quad (\text{VII.18})$$

**Tableau VII.11** : diamètre économique pour la conduite de refoulement (conduite en fonte)

Diamètre (mm)	V (m/s)	Re	$\lambda$	$\Delta H_I$	$\Delta H_s$	$\Delta h_{tot}$	Hg	HMT
150	2.773	415950	0.021	52,66662	7,899993	60,56661	25,37	85,93661
200	1.560	312000	0,020	11,90289	1,7854337	13,68832	25,37	39,058324
250	1.000	250000	0,0189	3,7037792	0,5555669	4,2593461	25,37	29,629346
300	0.694	208200	0,018	1,4101255	0,2115188	1,6216443	25,37	26,991644
350	0.510	178645.83	0,017	0,6161695	0,0924254	0,708595	25,37	26,078595
400	0.390	136500	0,0169	0,3141798	0,047127	0,3613068	25,37	25,731307
450	0.308	138600	0,0165	0,1702209	0,0255331	0,195754	25,37	25,565754
500	0.250	125000	0,0161	0,098077	0,0147116	0,1127886	25,37	25,482789
600	0.173	103800	0,0155	0,0379461	0,0056919	0,043638	25,37	25,413638
700	0.127	89091	0,015	0,01699	0,0025485	0,0195385	25,37	25,389538
800	0.097	77600	0,0146	0,0084819	0,0012723	0,0097542	25,37	25,379754
900	0.077	69300	0,0142	0,0045779	0,0006867	0,0052646	25,37	25,375265

**Tableau VII.12** : calcul des frais d'exploitation

Diamètre (mm)	rendement(%)	puissance(KW)	KW annuels	prix Kwh	prix d'énergie(DA)
150	68	60,748358	532155,6	2,2	1170742,3
200	68	27,61021	241865,4	2,2	532103,98
250	68	20,944898	183477,3	2,2	403650,07
300	68	19,080314	167143,55	2,2	367715,81
350	68	18,434882	161489,57	2,2	355277,05
400	68	18,189385	159339,01	2,2	350545,83
450	68	18,072356	158313,84	2,2	348290,45
500	68	18,013708	157800,08	2,2	347160,19
600	68	17,964826	157371,88	2,2	346218,13
700	68	17,94779	157222,64	2,2	345889,81
800	68	17,940874	157162,05	2,2	345756,52
900	68	17,9377	157134,25	2,2	345695,35

**Tableau VII.13** : calcul des frais d'amortissement

Diamètre (mm)	Prix du ml	Longueur(m)	Prix total	A	Amortissement(DA)
150	11000	959	10549000	0,0937	988441,3
200	12000	959	11508000	0,0937	1078299,6
250	12000	959	11508000	0,0937	1078299,6
300	16000	959	15344000	0,0937	1437732,8
350	18000	959	17262000	0,0937	1617449,4
400	20000	959	19180000	0,0937	1797166
450	24000	959	23016000	0,0937	2156599,2
500	28000	959	26852000	0,0937	2516032,4

Suite du tableau VII : calcul des frais d'amortissement

Diamètre (mm)	Prix du ml	Longueur(m)	Prix total	A	Amortissement(DA)
600	38000	959	36442000	0,0937	3414615,4
700	48000	959	46032000	0,0937	4313198,4
800	61000	959	58499000	0,0937	5481356,3
900	74000	959	70966000	0,0937	6649514,2

**Tableau VII.14 : Bilan du cout total**

diamètre (mm)	frais d'exploitation	frais d'amortissement	cout DA
150	1170742,3	988441,3	2159183,6
200	532103,98	1078299,6	1610403,6
<b>250</b>	<b>403650,07</b>	<b>1078299,6</b>	<b>1481949,7</b>
300	367715,81	1437732,8	1805448,6
350	355277,05	1617449,4	1972726,4
400	350545,83	1797166	2147711,8
450	348290,45	2156599,2	2504889,7
500	347160,19	2516032,4	2863192,6
600	346218,13	3414615,4	3760833,5
700	345889,81	4313198,4	4659088,2
800	345756,52	5481356,3	5827112,8
900	345695,35	6649514,2	6995209,6

Après avoir calculé le cout total de chaque diamètre de la conduite de refoulement en fonte, on trouve que le diamètre économique est de **250mm**.

### 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 lesquels elles sont construites. Ainsi dans notre cas et après avoir exposé les divers types de conduites, on a opté pour des conduites circulaires en béton armé car elles sont satisfaisantes aux conditions de notre projet.

De l'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 : Quatre déversoirs d'orage de types latéraux, six siphons, les bouches d'égout, les regards, station de relevage.

# **CHAPITRE VIII**

## **ORGANISATION DE CHANTIER ET ESTIMATION DU COUT DE PROJET**

*Chapitre-VIII-*

**ORGANISATION DE CHANTIER ET ESTIMATION DU COUT DE PROJET**

**Introduction**

Après avoir déterminé toutes les caractéristiques et les éléments qui constituent notre réseau d'assainissement, on va faire la réalisation du projet.

L'organisation du chantier est le premier point qu'on doit suivre. Elle consiste à déterminer et à coordonner la mise en œuvre des moyens nécessaires pour accomplir dans les meilleures conditions possibles les travaux à exécuter avant d'aller sur le chantier et avant le commencement de la réalisation.

L'organisation du chantier permet de déterminer la durée des travaux la plus courte possible et de minimiser le coût de la réalisation.

**VIII.1 Caractéristique de l'entreprise de réalisation**

L'entreprise doit remplir les conditions d'appel d'offre en moyens matériels et humains et les performances techniques demandées.

Le planning de chantier doit être établi avec soin par des techniciens qualifiés.

**VIII.2 Les étapes de réalisation du projet**

**VIII.2.1 Avant projet sommaire**

Il contient les éléments suivants :

- Le plan de la trace de projet ;
- Les profils en long ;
- Le type de sol ;
- Le plan des réseaux existants (GAZ, AEP, TELEPHON ....etc.).

**VIII.2.2 L'avant-projet détaillé**

L'avant projet détaillé a pour but, l'étude détaillée du projet en prenant compte de toutes les anomalies rencontrées dans l'avant-projet sommaire en tenant compte des difficultés qu'on doit trouver pendant la réalisation.

**VIII.2.3 Emplacement des canalisations**

Les conduites seront placées dans l'axe de la chaussée dans le cas des rues de moins de 15 m de largeur. Dans les cas des rues larges, il est préférable que la pose de canalisation s'effectue sous trottoir.

Dans la pratique les canalisations sont enterrées dans le sous sol du domaine public, pour le cas des intercepteurs ils passent dans des milieux non urbanisés.

## Remarque

Pour le cas de notre zone d'étude, les conduites seront placées dans le sous trottoir, et pour l'intercepteur sera à proximité de cours d'eau.

### VIII.2.4 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 ;
- Exécution des tranchées et des fouilles pour les regards ;
- Aménagement du lit de pose ;
- La mise en place des canalisations en tranchée ;
- Assemblage des tuyaux ;
- Faire les essais d'étanchéité pour les conduites et les joints ;
- Construction des regards ;
- Remblai des tranchées.

#### VIII.2.4.1 Vérification, manutention des conduites

Les produits préfabriqués font l'objet sur chantier de vérification portant sur :

- Les quantités ;
- L'aspect et le contrôle de l'intégrité ;
- Le marquage en cas de défaut.

Précautions : Les conduites sont posées sans brutalité sur le sol où dans le fond des tranchées et ne doivent pas être roulées sur des pierres ou sur le sol rocheux, mais sur des chemins de roulement.

#### VIII.2.4.2 Décapage de la couche végétale

Le décapage de cette couche se fait par un bulldozer.

Le volume de la couche décapée est :

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

Avec :

b : largeur de la couche végétale (m)

h : hauteur de la couche (m)

L : longueur total des tranchées (m).

Si la tranchée est ouverte sous les voies publiques, le décapage est fait avec soin sans dégradation des parties voisines.

#### VIII.2.4.3 Emplacement des jalons des piquets

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.

#### VIII.2.4.4 Exécution des tranchées et des fouilles pour les regards

Pour faire l'exécution d'un fond de fouille on doit tenir compte de la pente du profil en long. L'angle de talutage et en fonction de la nature du terrain.

##### a)-largeur du fond de la tranchée :

La largeur d'ouverture de tranchée est obtenue par la formule :

$$B = d + (2*0,3)(m) \quad \text{(VIII.2)}$$

Avec :

B : largeur de la tranchée (m)

d : diamètre de la conduite (m)

##### b)-profondeur de la tranchée :

La profondeur de la conduite doit permettre la réalisation correcte des branchements particuliers, empêcher toute intercommunication avec les autres conduites.

La profondeur de la tranchée est :

$$H = e + d + h (m) \quad \text{(VIII.3)}$$

Avec :

H : profondeur de la tranchée. (m)

e : hauteur de lit de pose. (m)

d : diamètre de la conduite. (m)

h : la hauteur du remblai au dessus de la conduite.

#### VIII.2.4.5 Aménagement du lit de pose

Les conduites doivent être posées sur un lit de pose de 0,1 m d'épaisseur qui se compose généralement de sable bien nivelé suivant les côtes du profil en long.

Mais si les terrains sont peu consistants, le fond des tranchées sera consolidé chaque tuyau repose sur deux briques placées sur ce fond, le vide doit être rempli de sable.

Pour les mauvais terrains on opte pour des dalles en béton.

#### **VIII.2.4.6 La mise en place des canalisations**

La mise en place des conduites répond aux opérations suivantes :

- Les éléments sont posés à partir de l'aval et l'emboîture des tuyaux est dirigée vers l'amont;
- Chaque élément doit être posé avec précaution dans la tranchée et présenté dans l'axe de l'élément précédemment posé;
- Les tuyaux sont posés avec une pente régulière entre deux regards;
- Avant la mise en place, il faut nettoyer le lit des tranchées;
- Le calage soit définitif par remblai partiel, soit provisoire à l'aide des cales.

A chaque arrêt de travail, les extrémités des tuyaux non visitables sont provisoirement obturées pour éviter l'introduction des corps étrangers ;

#### **VIII.2.4.7 Assemblage des conduites**

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

#### **VIII.2.4.8 Remblais des tranchées**

Après avoir effectué la pose des canalisations dans les tranchées, on procède au remblaiement par la méthode suivante :

- L'enrobage de (10: 15 cm) au-dessus de la génératrice supérieure de la conduite,
- A l'aide des engins on continue à remblayer par des couches successives de 0,25 m compactées l'une après l'autre. Pour cette étape on utilise la terre des déblais.

Pour que les conduites résistent aux forces extérieures dues à des charges fixes et mobiles et au remblai il faut choisir des matériaux qui garantissent la résistance à ce dernier.

#### **VIII.2.4.9 Construction 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.

Les différentes opérations pour l'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.

#### **VIII.2.4.10 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.

#### **VII.2.4.11 Exécution des ouvrages de traversée des Oueds :**

Le franchissement des oueds est assurée par l'implantation d'une pile au milieu du lit de l'oued, sur laquelle la conduite prend appui.

La pile sera encastrée à sa base par une fondation quadratique qui offre une stabilité satisfaisante à l'ouvrage.

Pour exécuter la fondation il faut creuser une fouille au milieu de l'oued tout en assurant que le fond de cette dernière correspond bien au bon sol.

Pour augmenter la résistance de l'ouvrage contre le phénomène de charriage on installe du gabion tout au tour de la pile jusqu'au niveau du lit de l'oued.

Au niveau du deux cotée de l'oued on exécute des tasseaux sur lesquels s'appuie la conduite.

### **VIII.3 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.

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

- Travaux de décapage de la terre végétale ;
- L'exécution des tranchées ;

- Fourniture et pose de lit de sable ;
- Fourniture et pose des buses en béton ou en béton armé ;
- Construction des regards et des déversoirs d'orage en béton armé ;
- Tavaux de remblaiement de la tranchée ;
- Transport des sols excédentaires.

**VIII.3.1 Détermination des différents volumes**

a) Volume de la couche végétale :

$$\mathbf{V_{cv} = H_v \cdot L \cdot B} \quad \mathbf{(VIII-4)}$$

- $V_{cv}$  : Volume de la couche végétale en (m<sup>3</sup>).
- $H_v$  : Profondeur de la couche végétale (on prend  $H_v = 0,1$  m).
- $L$  : Longueur totale de la tranchée en (m).
- $B$  : Largeur de la couche végétale en (m).

b) Volume des déblais des tranchées :

$$\mathbf{V_d = B \cdot L \cdot H} \quad \mathbf{(VIII-5)}$$

- $V_d$  : Volume des déblais des tranchées en (m<sup>3</sup>).
- $B$  : Largeur de la couche du tronçon en (m).
- $H$  : Profondeur de la tranchée en (m).

c) Volume occupé par le lit du sable :

$$\mathbf{V_{ls} = e \cdot L \cdot B} \quad \mathbf{(VIII-6)}$$

- $V_{ls}$  : Volume du lit du sable en (m<sup>3</sup>).
- $e$  : Epaisseur de la couche de sable en (m).
- $B$  : Largeur de la couche du tronçon en (m).

d) Volume occupé par les conduites :

$$\mathbf{V_{cdt} = L \cdot \Pi \cdot D^2 / 4} \quad \mathbf{(VIII-7)}$$

- $V_{cdt}$  : Volume occupé par les conduites en (m<sup>3</sup>).
- $D$  : Diamètre de la conduite en (m).

e) Volume du remblai :

$$\mathbf{V_r = V_d - [V_{cdt} + V_{cv} + V_{ls}]} \quad \mathbf{(VIII-8)}$$

- $V_r$  : Volume du remblai en (m<sup>3</sup>).

f) Volume excédentaire :

$$\mathbf{V_{exc} = V_f - V_r} \quad \mathbf{(VIII-9)}$$

- Vexc: Volume du sol excédentaire en (m3).
- Vf: Volume du sol foisonné en (m3).

Tel que  $V_f = V_d \cdot K_f$  **(VIII-10)**

Kf: Coefficient de foisonnement dépend de la nature de sol pour notre cas on a : **Kf = 1,2**

**Tableau VIII.1 : détermination des différents volumes pour les deux intercepteurs**

tronçon	Diamètres (mm)	Longueu r(m)	B(m)	H(m)	Vcv(m <sup>3</sup> )	Vd(m <sup>3</sup> )	Vls(m <sup>3</sup> )	Vcdt(m <sup>3</sup> )	Vr(m <sup>3</sup> )	Vext(m <sup>3</sup> )	Vf(m <sup>3</sup> )
R11-R12	1200	50	1,8	1,4	9,00	126,00	9,00	56,52	51,48	99,72	151,20
R12-R13	1200	50	1,8	2,2	9,00	198,00	9,00	56,52	123,48	114,12	237,60
R13-R16	1200	146,337	1,8	1,8	26,34	474,13	26,34	165,42	256,03	312,93	568,96
R16-R19	1500	125	2,1	1,8	26,25	472,50	26,25	220,78	199,22	367,78	567,00
R19-R111	1000	80	1,6	1,3	12,80	166,40	12,80	62,80	78,00	121,68	199,68
R111-R113	1500	100,154	2,1	1,3	21,03	273,42	21,03	176,90	54,46	273,65	328,10
R113-R115	1200	59,33	1,8	1,65	10,68	176,21	10,68	67,07	87,78	123,67	211,45
R115-R118	1500	100,93	2,1	1,65	21,20	349,72	21,20	178,27	129,06	290,60	419,67
R118-R119	1500	50	2,1	1,65	10,50	173,25	10,50	88,31	63,94	143,96	207,90
R119-R122	1500	150	2,1	5	31,50	1575,00	31,50	264,94	1247,06	642,94	1890,00
R122-R123	1000	14,79	1,6	3,5	2,37	82,82	2,37	11,61	66,48	32,91	99,39
R123-R124	1200	32,77	1,8	3,5	5,90	206,45	5,90	37,04	157,61	90,13	247,74
R124-R125	1200	30	1,8	2,9	5,40	156,60	5,40	33,91	111,89	76,03	187,92
R125-R126	1200	40	1,8	2,9	7,20	208,80	7,20	45,22	149,18	101,38	250,56
R126-R127	1000	30,24	1,6	3,8	4,84	183,86	4,84	23,74	150,44	70,19	220,63
R127-R128	1500	30,04	2,1	3,8	6,31	239,72	6,31	53,06	174,04	113,62	287,66
R128-R129	1000	26,96	1,6	4,2	4,31	181,17	4,31	21,16	151,38	66,03	217,41
R129-R131	1500	80	2,1	5,8	16,80	974,40	16,80	141,30	799,50	369,78	1169,28
R131-R136	1500	201,83	2,1	5,2	42,38	2203,98	42,38	356,48	1762,73	882,05	2644,78
R136-R137	1200	45	1,8	5,2	8,10	421,20	8,10	50,87	354,13	151,31	505,44
R137-R140	1200	144,35	1,8	1,4	25,98	363,76	25,98	163,17	148,62	287,89	436,51
R140-R141	1200	45,886	1,8	1,4	8,26	115,63	8,26	51,87	47,24	91,52	138,76
R141-R144	1000	135	1,6	1,4	21,60	302,40	21,60	105,98	153,23	209,66	362,88
R144-R145	1200	45	1,8	1,4	8,10	113,40	8,10	50,87	46,33	89,75	136,08
R145-R146	1200	30	1,8	1,2	5,40	64,80	5,40	33,91	20,09	57,67	77,76
R146-R151	1000	195	1,6	2	31,20	624,00	31,20	153,08	408,53	340,28	748,80
R151-R152	1000	45	1,6	2	7,20	144,00	7,20	35,33	94,28	78,53	172,80
R152-R154	1000	81,75	1,6	1,8	13,08	235,44	13,08	64,17	145,11	137,42	282,53
R154-R155	1200	21,7	1,8	1,8	3,91	70,31	3,91	24,53	37,97	46,40	84,37
R155-U1_6	1200	26,39	1,8	2	4,75	95,00	4,75	29,83	55,67	58,33	114,00
U1_6-DO1	1500	10	2,1	2	2,10	42,00	2,10	17,66	20,14	30,26	50,40
DO1-R156	1500	12,15	2,1	4,5	2,55	114,82	2,55	21,46	88,25	49,53	137,78
DO1-R157	600	25	1,2	4,5	3,00	135,00	3,00	7,07	121,94	40,07	162,00
R157-R159	600	80	1,2	3,3	9,60	316,80	9,60	22,61	274,99	105,17	380,16
R159-R162	600	150	1,2	3,3	18,00	594,00	18,00	42,39	515,61	197,19	712,80
R162-R163	600	40	1,2	3,4	4,80	163,20	4,80	11,30	142,30	53,54	195,84
R163-R165	600	75	1,2	3,4	9,00	306,00	9,00	21,20	266,81	100,40	367,20
R165-R168	600	120	1,2	3,9	14,40	561,60	14,40	33,91	498,89	175,03	673,92
R168-R173	600	194,03	1,2	3,9	23,28	908,06	23,28	54,83	806,66	283,01	1089,67
R173-R177	600	146,18	1,2	2,5	17,54	438,54	17,54	41,31	362,15	164,10	526,25
R177-R179	600	96,37	1,2	2,5	11,56	289,11	11,56	27,23	238,75	108,18	346,93

**Suite du tableau VIII.1 : détermination des différents volumes pour les deux intercepteurs**

tronçon	Diamètre s(mm)	Longue ur(m)	B(m )	H(m)	Vcv(m 3)	Vd(m3)	Vls(m 3)	Vcdt(m 3)	Vr(m3)	Vext( m3)	Vf(m3)
R440-R51	1200	38,86	1,8	1,9	6,99	132,90	6,99	43,93	74,98	84,50	159,48
R51-R52	1200	53,188	1,8	2	9,57	191,48	9,57	60,12	112,21	117,57	229,77
R52-R54	1200	91,686	1,8	2	16,50	330,07	16,50	103,64	193,42	202,66	396,08
R54-R55	1200	50	1,8	2	9,00	180,00	9,00	56,52	105,48	110,52	216,00
R55-R56	1000	50	1,6	1,2	8,00	96,00	8,00	39,25	40,75	74,45	115,20
R56-R57	1500	50	2,1	1,2	10,50	126,00	10,50	88,31	16,69	134,51	151,20
R57-R58	1500	50	2,1	2,7	10,50	283,50	10,50	88,31	174,19	166,01	340,20
R58-DO3	1500	9,03	2,1	2,2	1,90	41,72	1,90	15,95	21,98	28,09	50,06
DO3-R5DO	1500	41,61	2,1	2,2	8,74	192,24	8,74	73,49	101,27	129,42	230,69
DO3-R59	400	40,97	1	2,4	4,10	98,33	4,10	5,15	84,99	33,01	117,99
R510-R511	400	35,08	1	2,4	3,51	84,19	3,51	4,41	72,77	28,26	101,03
R511-R512	400	41,538	1	2	4,15	83,08	4,15	5,22	69,55	30,14	99,69
R512-R515	400	150	1	1,6	15,00	240,00	15,00	18,84	191,16	96,84	288,00
R515-R516	300	45	0,9	1,2	4,05	48,60	4,05	3,18	37,32	21,00	58,32
R516-R520	300	195	0,9	1,2	17,55	210,60	17,55	13,78	161,72	91,00	252,72
R520-R522	400	80	1	1,2	8,00	96,00	8,00	10,05	69,95	45,25	115,20
R522-R523	400	40	1	1,2	4,00	48,00	4,00	5,02	34,98	22,62	57,60
R523-R525	400	95	1	1,8	9,50	171,00	9,50	11,93	140,07	65,13	205,20
R525-R526	400	50	1	1,8	5,00	90,00	5,00	6,28	73,72	34,28	108,00
R526-R530	400	180	1	1,2	18,00	216,00	18,00	22,61	157,39	101,81	259,20
R530-R532	400	100	1	1,2	10,00	120,00	10,00	12,56	87,44	56,56	144,00
R532-R533	400	40	1	1,2	4,00	48,00	4,00	5,02	34,98	22,62	57,60
R533-R534	400	50	1	1,2	5,00	60,00	5,00	6,28	43,72	28,28	72,00
R534-R539	400	236,09	1	1,2	23,61	283,31	23,61	29,65	206,44	133,53	339,97
R539-R540	400	28,09	1	1,2	2,81	33,71	2,81	3,53	24,56	15,89	40,45
R540-R41	400	45	1	1,5	4,50	67,50	4,50	5,65	52,85	28,15	81,00
R541-R542	400	23,528	1	1,6	2,35	37,64	2,35	2,96	29,98	15,19	45,17
R542-R543	400	39,91	1	1,7	3,99	67,85	3,99	5,01	54,85	26,56	81,42
R543-R544	400	45	1	1,8	4,50	81,00	4,50	5,65	66,35	30,85	97,20
R544-R548	400	181	1	2,2	18,10	398,20	18,10	22,73	339,27	138,57	477,84
R548-R549	400	46,66	1	1,2	4,67	55,99	4,67	5,86	40,80	26,39	67,19
R549-R550	400	30	1	1,4	3,00	42,00	3,00	3,77	32,23	18,17	50,40
R550-R551	400	50	1	1,7	5,00	85,00	5,00	6,28	68,72	33,28	102,00
R551-R552	400	50	1	2,6	5,00	130,00	5,00	6,28	113,72	42,28	156,00
R552-R555	300	87,35	0,9	1	7,86	78,62	7,86	6,17	56,72	37,62	94,34
R555-R556	300	50	0,9	1,2	4,50	54,00	4,50	3,53	41,47	23,33	64,80
R556-R557	400	50	1	1,2	5,00	60,00	5,00	6,28	43,72	28,28	72,00
R557-R558	400	50	1	1,4	5,00	70,00	5,00	6,28	53,72	30,28	84,00
R558-R560	400	50	1	1,4	5,00	70,00	5,00	6,28	53,72	30,28	84,00
R560-R561	400	50	1	2,2	5,00	110,00	5,00	6,28	93,72	38,28	132,00
R561-R565	600	200	1,2	3	24,00	720,00	24,00	56,52	615,48	248,52	864,00
R565-R567	500	101,702	1,1	1,9	11,19	212,56	11,19	19,96	170,22	84,84	255,07
R567-R568	400	43,368	1	1,9	4,34	82,40	4,34	5,45	68,28	30,60	98,88
R568-R569	500	50	1,1	2,2	5,50	121,00	5,50	9,81	100,19	45,01	145,20
R569-R571	500	100	1,1	2	11,00	220,00	11,00	19,63	178,38	85,63	264,00
R571-R573	400	100	1	1,4	10,00	140,00	10,00	12,56	107,44	60,56	168,00
R573-R574	500	49,75	1,1	1,4	5,47	76,62	5,47	9,76	55,91	36,03	91,94
R574-RDO4	1200	36,185	1,8	1,4	6,51	91,19	6,51	40,90	37,26	72,17	109,42
RDO4-R576	600	50	1,2	2,5	6,00	150,00	6,00	14,13	123,87	56,13	180,00
R576-R578	600	50	1,2	2,3	6,00	138,00	6,00	14,13	111,87	53,73	165,60

Tableau VIII.2 : détermination des différents volumes pour les émissaires

tronçon	diamètres(mm)	Longueur(m)	B(m)	H(m)	Vcv(m <sup>3</sup> )	Vd(m <sup>3</sup> )	Vls(m <sup>3</sup> )	Vcvt(m <sup>3</sup> )	Vr(m <sup>3</sup> )	Vext(m <sup>3</sup> )	Vf(m <sup>3</sup> )
R21-R22	800	30,298	1,4	1,2	4,24	50,90	4,24	15,22	27,20	33,89	61,08
R22-R24	600	35,336	1,2	1,2	4,24	50,88	4,24	9,99	32,42	28,64	61,06
R24-R25	600	29,538	1,2	1,2	3,54	42,53	3,54	8,35	27,10	23,94	51,04
R25-R29	600	115	1,2	1	13,80	138,00	13,80	32,50	77,90	87,70	165,60
R29-R211	1000	35	1,6	1	5,60	56,00	5,60	27,48	17,33	49,88	67,20
R211-R213	1000	43,367	1,6	2,25	6,94	156,12	6,94	34,04	108,20	79,14	187,35
R213-R214	1000	36,55	1,6	2,25	5,85	131,58	5,85	28,69	91,19	66,70	157,90
R214-R215	800	22,176	1,4	4,1	3,10	127,29	3,10	11,14	109,94	42,81	152,75
R215-R217	1000	48,88	1,6	4,8	7,82	375,40	7,82	38,37	321,39	129,09	450,48
R217-R218	1000	21,22	1,6	2,6	3,40	88,28	3,40	16,66	64,83	41,10	105,93
R218-R219	1000	52,242	1,6	3,1	8,36	259,12	8,36	41,01	201,39	109,55	310,94
R219-R221	1000	54,182	1,6	2,1	8,67	182,05	8,67	42,53	122,18	96,28	218,46
R221-R222	800	21,396	1,4	1,8	3,00	53,92	3,00	10,75	37,18	27,52	64,70
R222-R223	800	45	1,4	1,8	6,30	113,40	6,30	22,61	78,19	57,89	136,08
R223-R127	600	122,117	1,2	1,2	14,65	175,85	14,65	34,51	112,03	98,99	211,02
R227-R229	800	44,342	1,4	1,2	6,21	74,49	6,21	22,28	39,80	49,59	89,39
R229-R238	600	353,045	1,2	1	42,37	423,65	42,37	99,77	239,15	269,23	508,38
R238-R229	800	17,766	1,4	1,8	2,49	44,77	2,49	8,93	30,87	22,85	53,72
R319-R320	300	30,298	0,9	2	2,73	54,54	2,73	2,14	46,94	18,50	65,44
R320-R321	300	35,336	0,9	1,2	3,18	38,16	3,18	2,50	29,31	16,49	45,80
R321-R322	300	29,538	0,9	1,2	2,66	31,90	2,66	2,09	24,50	13,78	38,28
R322-R324	300	115	0,9	1,2	10,35	124,20	10,35	8,12	95,38	53,66	149,04
R324-R325	300	35	0,9	1,2	3,15	37,80	3,15	2,47	29,03	16,33	45,36
R325-R328	300	43,367	0,9	1,2	3,90	46,84	3,90	3,06	35,97	20,24	56,20
R328-R329	1000	36,55	1,6	1,2	5,85	70,18	5,85	28,69	29,79	54,42	84,21
R329-R330	1000	22,176	1,6	2	3,55	70,96	3,55	17,41	46,46	38,70	85,16
R330-R331	1000	48,88	1,6	2	7,82	156,42	7,82	38,37	102,40	85,30	187,70
R331-R333	1000	21,22	1,6	1,2	3,40	40,74	3,40	16,66	17,29	31,60	48,89
R333-R335	600	52,242	1,2	2	6,27	125,38	6,27	14,76	98,08	52,38	150,46
R335-R336	600	54,182	1,2	4	6,50	260,07	6,50	15,31	231,76	80,33	312,09
R336-R337	800	21,396	1,4	1,2	3,00	35,95	3,00	10,75	19,21	23,93	43,13
R337-R338	600	45	1,2	2	5,40	108,00	5,40	12,72	84,48	45,12	129,60
R338-R339	600	122,117	1,2	2	14,65	293,08	14,65	34,51	229,26	122,43	351,70
R339-R340	600	44,342	1,2	1,2	5,32	63,85	5,32	12,53	40,68	35,94	76,62
R340-R341	800	353,045	1,4	1,2	49,43	593,12	49,43	177,37	316,89	394,85	711,74
R341-R342	600	17,766	1,2	1,2	2,13	25,58	2,13	5,02	16,30	14,40	30,70
R342-R344	800	50	1,4	1,2	7,00	84,00	7,00	25,12	44,88	55,92	100,80
R344-R348	800	180	1,4	1,2	25,20	302,40	25,20	90,43	161,57	201,31	362,88
R348-R351	600	100	1,2	3	12,00	360,00	12,00	28,26	307,74	124,26	432,00
R351-R352	600	40	1,2	1,2	4,80	57,60	4,80	11,30	36,70	32,42	69,12
R353-R354	1000	50	1,6	1,2	8,00	96,00	8,00	39,25	40,75	74,45	115,20
R354-R11	1000	236,09	1,6	1,2	37,77	453,29	37,77	185,33	192,41	351,54	543,95
R1146-R1149	300	28,09	0,9	1,2	2,53	30,34	2,53	1,98	23,30	13,11	36,40
R318-R315	800	91,67	1,4	1	12,83	128,34	12,83	46,06	56,62	97,39	154,01
R315-R310	800	202,1	1,4	1,2	28,29	339,53	28,29	101,54	181,40	226,03	407,43
R310-R37	800	122,35	1,4	1,2	17,13	205,55	17,13	61,47	109,82	136,84	246,66
R37-R31	800	233,01	1,4	2	32,62	652,43	32,62	117,06	470,12	312,79	782,91

Tableau VIII.3 : Volumes des travaux

Vcv(m3)	Vd(m3)	Vls(m3)	Vcdt(m3)	Vr(m3)	Vex(m3)
1398,72	29136,28	1398,72	5777,63	20561,25	14402,34

Tableau VIII.4: Détermination du devis quantitatif et estimatif du projet.

N°	Désignation des travaux	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
<b>A</b>	<b>Travaux de terrassement</b>				
1	Décapage de la tranchée	m <sup>3</sup>	5777,63	200	1155526
2	Déblai	m <sup>3</sup>	29136,28	300	8740884
3	Pose du lit de sable	m <sup>3</sup>	1398,72	1500	2098080
4	Remblai de a tranchée	m <sup>3</sup>	20561,25	350	7196437,5
5	Evacuation des déblaies excédentaire	m <sup>3</sup>	14402,34	180	2592421,2
<b>B</b>	<b>Canalisation</b>				
1	Fourniture, transport et pose de canalisation				
	Canalisation en béton armé (classe 135A)				
	300	ml	868,21	5949,90	5165762,68
	400	ml	1971,234	8088,30	15943932
	500	ml	301,452	8800,00	2652777,6
	600	ml	2423,096	9909,11	24010724,8
	800	ml	1551,128	12601,00	19545763,9
	1000	ml	2309,25	21072,70	48662132,5
	1200	ml	1274,23	27539,55	35091720,8
	1500	ml	735,744	39748.80	29244941,1

**Suite du tableau VIII.4: Détermination du devis quantitatif et estimatif du projet.**

N°	Désignation des travaux	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
<b>C</b>	<b>Construction</b>				
1	Construction des regards en béton armé	<b>U</b>	265	35000	9275000
2	Exécution des déversoirs d'orages	<b>U</b>	4	160000	640000
3	Exécution de la conduite de refoulement	<b>U</b>	<b>1</b>	1481949,7	1481949,7
	<b>THT</b>				213498054
	<b>TVA (17%)</b>				36294669,1
	<b>TTC</b>				<b>249 792 723</b>

**VII.4 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 ;
- simplification des méthodes ;
- stabilisation des postes de travail.

**VIII.4.1 Calcul de temps de réalisation (tr)**

Les principales opérations à exécuter sont :

A. Piquetage.

B. Décapage de la couche de goudron (si elle existe) ou celle de la végétation.

C. Exécution des tranchées et des fouilles pour les regards.

D. Aménagement du lit de pose.

E. Construction des regards.

F. La mise en place des canalisations en tranchée.

G. constructions des ouvrages annexes (les dessaleurs, les bassins de retenue, D. O.)

H. Assemblage des tuyaux.

I. Faire les essais d'étanchéité pour les conduites et les joints.

J. Remblai des tranchées.

K. Travaux de finition.

**Tableau VIII.5 : Détermination des délais.**

OPERATION	TR	DP		DPP		MT
		CCP	DFP	DCPP	DFPP	
A	15	0	15	0	15	0
B	20	15	35	15	35	0
C	55	35	90	35	90	0
D	20	90	110	110	130	20
E	40	90	130	90	130	0
F	20	90	110	110	130	20
G	30	90	120	100	130	10
H	15	130	145	130	145	0
I	15	145	160	145	160	0
J	20	160	180	160	180	0
K	20	180	210	180	210	0

Avec :

- TR: temps de réalisation.
- DCP : date de commencement au plus tôt.
- DFP : date de finissement au plus tôt.
- DCPP: date de commencement au plus tard.
- DFPP : date de finissement au plus tard.

- MT : marge totale.

- Le chemin critique : **A-B-C-E-H-I-J-K**
- $\sum TR = 210$  jours

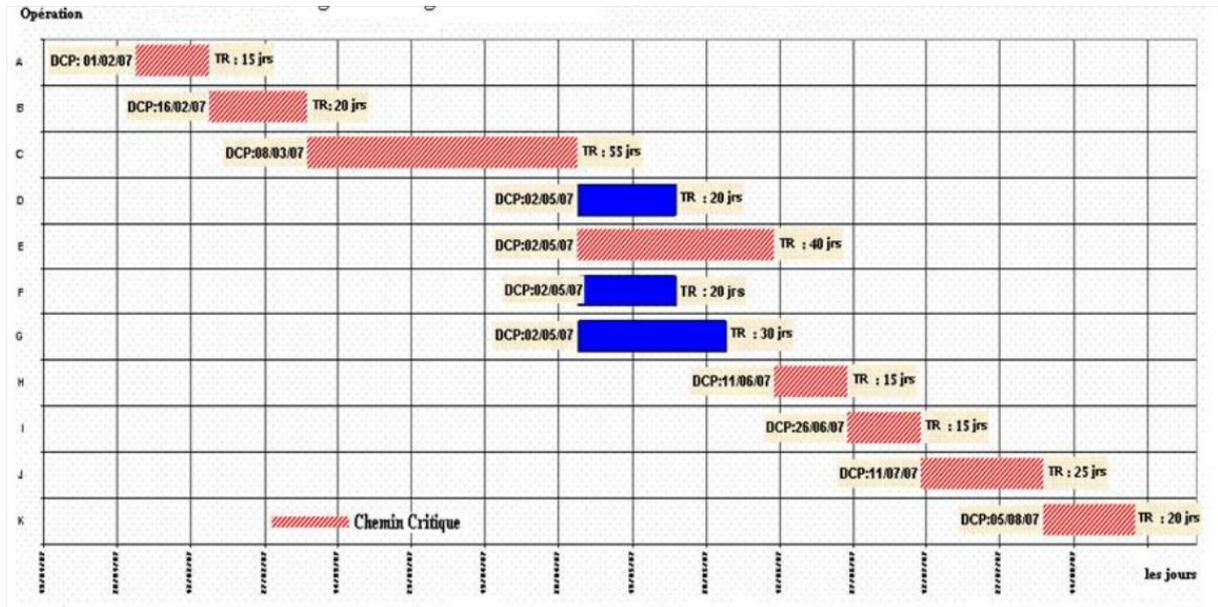


Figure VIII.1: diagramme de gant

### Conclusion

D'après ce chapitre, nous pouvons conclure que l'organisation de chantier est nécessaire avant le commencement des travaux, car elle nous permet de définir tout les volumes des travaux nécessaires 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 tel que notre projet se réalisera dans un délai de 210 jours avec un cout de **249 792 723 DA**.

La bonne qualité des matériaux des ouvrages réalisés rend le système d'assainissement plus fonctionnel. Ainsi, le choix des conduites, en tenant compte de leur disponibilité sur le marché national.

# CONCLUSION GENERALE

## CONCLUSION GENERALE

---

### Conclusion générale

Les données relatives à la confection de ce mémoire sont extraites des déférentes recherches qu'on a fait et des différents documents mis à notre disposition par les différents organismes.

L'exploitation de ces informations s'est faite en tenant compte de l'objectif qui est diagnostic et réhabilitation du réseau d'assainissement de la zone sud de la ville de Tizi-Ouzou.

Notre zone d'étude a comme problématique, le rejet des eaux usées dans le milieu naturel sans un traitement adéquat, ce qui a obligé la direction des ressources en eau de la wilaya de Tizi-Ouzou de lancer un appel d'effectuer une étude dans le but de réaliser un réseau d'assainissement qui permet de supprimer les différents rejets et acheminer leur eaux usées vers les stations existante et projetée.

Au terme de ce travail nous avons mené une étude de diagnostique dans le but de déceler les contraintes et les disjonctions empêchant un bon fonctionnement du réseau.

Cette étude se présente par un aspect pratique qui a pour objectif , d'une part la vérification de la compatibilité entre ce qui est établi au niveau de l'étude et ce qui se trouve sur le terrain et d'autre part l'identification des points noirs et des anomalies au niveau des ouvrages constituant le réseau.

La suppression des rejets dans le milieu naturel a nécessité l'implantation d'un réseau unitaire et gravitaire avec déplacement latéral puisqu'il y a une obligation de traitement des eaux usées, où toutes les eaux seront acheminées vers un seul point dans la mesure du possible.

Le diagnostic effectué nous a permis de trouver les anomalies du réseau existant, puis de le redimensionner en se basant sur les prévisions de l'horizon de calcul 2039.

Le réseau existant qu'on a redimensionné c'est celui de la partie avale tel qu'on a redimensionné les collecteurs principaux selon les débits d'eaux usées pour notre horizon de calcul, cela dit qu'on a gardé quelques tronçons, changé de tracé pour d'autres et faire une extension pour d'autres pour les raccorder à notre nouveau réseau projeté.

Les diamètres des collecteurs projetés varient entre 300mm et 1500 mm.

La nature de terrain accidenté à nécessité de projeter une conduite de refoulement pour évacuer les eaux usées de point qui se trouve au niveau de ce terrain.

De l'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 :

## CONCLUSION GENERALE

---

- Quatre déversoirs d'orage de types latéraux.
- Six siphons
- Les bouches d'égout.
- Les regards.
- Station de relevage

Créer un réseau d'assainissement est une dépense d'investissement relativement importante, ce qui nécessite l'entretien, l'exploitation et la gestion qui restent indispensables pour que le réseau soit fonctionnel et durable.

Enfin, nous espérons que cette étude pourra faire l'objet d'un avant projet détaillé pour l'élaboration d'un réseau d'assainissement plus fiable et plus rigoureux et que ce modeste travail sera mon point de départ pour être un ingénieur d'état en hydraulique responsable et compétant.

REFERENCES  
BIBLIOGRAPHIQUES

## REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [1] : **TOUAIBIA B, 2004**, Manuel Pratique d'hydrologie, Presse Madani Frères. Blida, Algérie, 166p
- [2] : **GOMELLA.C ET GUERREE.H. 1986** «Guide technique de l'assainissement dans les Agglomérations urbaines et rurales». 61, Boulevard Saint-Germain. 75005 Paris. France.
- [3] : **SALAH. B. 2014** ASSAINISSEMENT DES EAUX USEE ET PLUVIAUX DES AGGLOMERATION, ENSH. Blida.
- [4] : **BOURIER. 1997** GUIDE DE CONCEPTION ET DE GESTION DES RESEAUX D'ASSAINISSEMENT UNITAIRES.11, rue Lavoisier f 75384 Paris Cedex 08. France.374P.
- [05] **François. G, Brière, 1997**, distribution et collecte des eaux, édition de l'école polytechnique de Montréal.

# ANNEXES

# ANNEXES I

# ANNEXES

## ANNEXES I

Nom de l'exutoire	Diamètre (mm)	Localisation	Caractéristique	Nom du Regard	Photos
Q	400	Azzib Ahmed	Milieu récepteur : Cour d'eau Nature de l'effluent : Eau usée domestique Type de réseau : Séparatif Observations diverses : Néant	Q1-1 Exutoire	
				Q1-2	

## ANNEXES

Nom de l'exutoire	Diamètre (mm)	Localisation	Caractéristique	Nom du Regard	Photos
<b>O</b>	600	Lotissement Ammari	Milieu récepteur : STEP Nature de l'effluent : Eau usée Type de réseau : Unitaire Observations diverses : Néant	<b>O1-7</b>	
	2 X (2000x2400)	450 Logements	Milieu récepteur : STEP Nature de l'effluent : Eau usée et Eau pluviale. Type de réseau : Unitaire Observations diverses : Néant	<b>Bassin de retenu  Exutoire</b>	

## ANNEXES

Nom de l'exutoire	Diamètre (mm)	Localisation	Caractéristique	Nom du Regard	Photos
<b>R</b>	600	Azzib Ahmed	Milieu récepteur : Cour d'eau Nature de l'effluent : Eau usée Type de réseau : unitaire Observations diverses : Néant	<b>R1-1 Exutoire</b>	
				<b>R1-3</b>	

## ANNEXES

Nom de l'exutoire	Diamètre (mm)	Localisation	Caractéristique	Nom du Regard	Photos
<b>I</b>	400	Amezaourou	Milieu récepteur : Cour d'eau Nature de l'effluent : Eau usée Type de réseau : Séparatif Observations diverses : Néant, le bouchement du collecteur par les déchets	<b>I1-1 Exutoire</b>	
<b>J</b>	300	Ecole primaire Tassadort	Milieu récepteur : Cour d'eau Nature de l'effluent : Eau usée Type de réseau : Séparatif Observations diverses : Néant	<b>Exutoire</b>	

## ANNEXES

Nom de l'exutoire	Diamètre (mm)	Localisation	Caractéristique	Nom du Regard	Photos
<b>K</b>	400	Azzib Lakhal	Milieu récepteur : Cour d'eau Nature de l'effluent : Eau usée Type de réseau : u Observations diverses : Néant	<b>Exutoire</b>	
<b>L</b>	600	Lotissement Kassed	Milieu récepteur : Cour d'eau Nature de l'effluent : Eau usée Type de réseau : Séparatif Observations diverses : Néant	<b>Exutoire</b>	<b>PAS DE PHOTO</b>

## ANNEXES

Nom de l'exutoire	Diamètre (mm)	Localisation	Caractéristique	Nom du Regard	Photos
<b>M</b>	400	Lotissement Kassed	Milieu récepteur : Cour d'eau Nature de l'effluent : Eau usée Type de réseau : Séparatif Observations diverses : Néant	<b>M1-1 Exutoire</b>	
<b>N</b>	300	Groupement de la gendarmerie	Milieu récepteur : STEP Nature de l'effluent : Eau usée Type de réseau : Séparatif Observations diverses : Néant	-	
Nom de l'exutoire	Diamètre (mm)	Localisation	Caractéristique	Nom du Regard	Photos

# ANNEXES

<b>B</b>	300	Ain Meziabe	Milieu récepteur : Cour d'eau Nature de l'effluent : Eau usée Type de réseau : Séparatif Observations diverses : Néant, risque sur la place agricole	<b>B1-1</b> Exutoire	
				<b>B1-2</b>	

## ANNEXES

Nom de l'exutoire	Diamètre (mm)	Localisation	Caractéristique	Nom du Regard	Photos
U	Ovoïde 1500x2300	Chabane Ahcn	Milieu récepteur : Cour d'eau Nature de l'effluent : Eau usée et Eau pluviale Type de réseau : Unitaire	U1-1 Exutoire	 <p>08/02/2015 11:1</p>
				-	 <p>13/11/2014 10:32 AM</p>
Nom de	Diamètre	Localisation	Caractéristique	Nom du	Photos

## ANNEXES

l'exutoire	(mm)			Regard	
<b>A</b>	Ovoïde 2900X1900	Oued Falli	Milieu récepteur : Cour d'eau Nature de l'effluent : Eau usée et Eau pluviale Type de réseau : Unitaire	<b>A1-1 Exutoire</b>	



**Etat des regards dégradé**

## ANNEXES

Nom de l'exutoire	Diamètre (mm)	Localisation	Caractéristique	Nom du Regard	Photos
<b>P</b>	600	Azzib Ahmed	Milieu récepteur : STEP Nature de l'effluent : Eau usée Type de réseau : Séparatif Observations diverses : Néant	<b>P1-1</b> <b>P1-2</b>	
	2 X 1500	Ighzer Bayes	Milieu récepteur : STEP Nature de l'effluent : Eau usée et Eau pluviale. Type de réseau : Unitaire Observations diverses : Néant	<b>Bassin de retenu</b>	

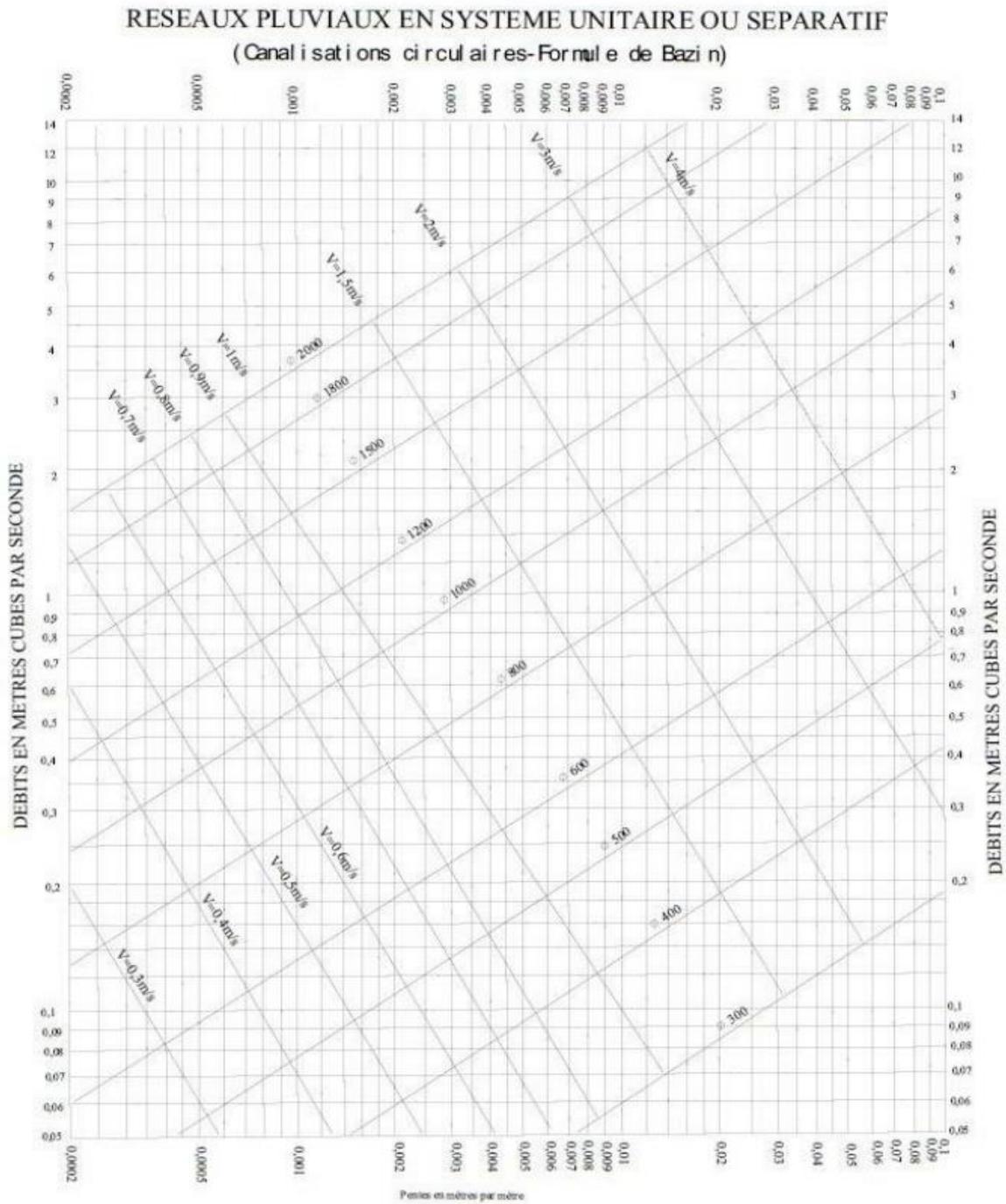
## ANNEXES

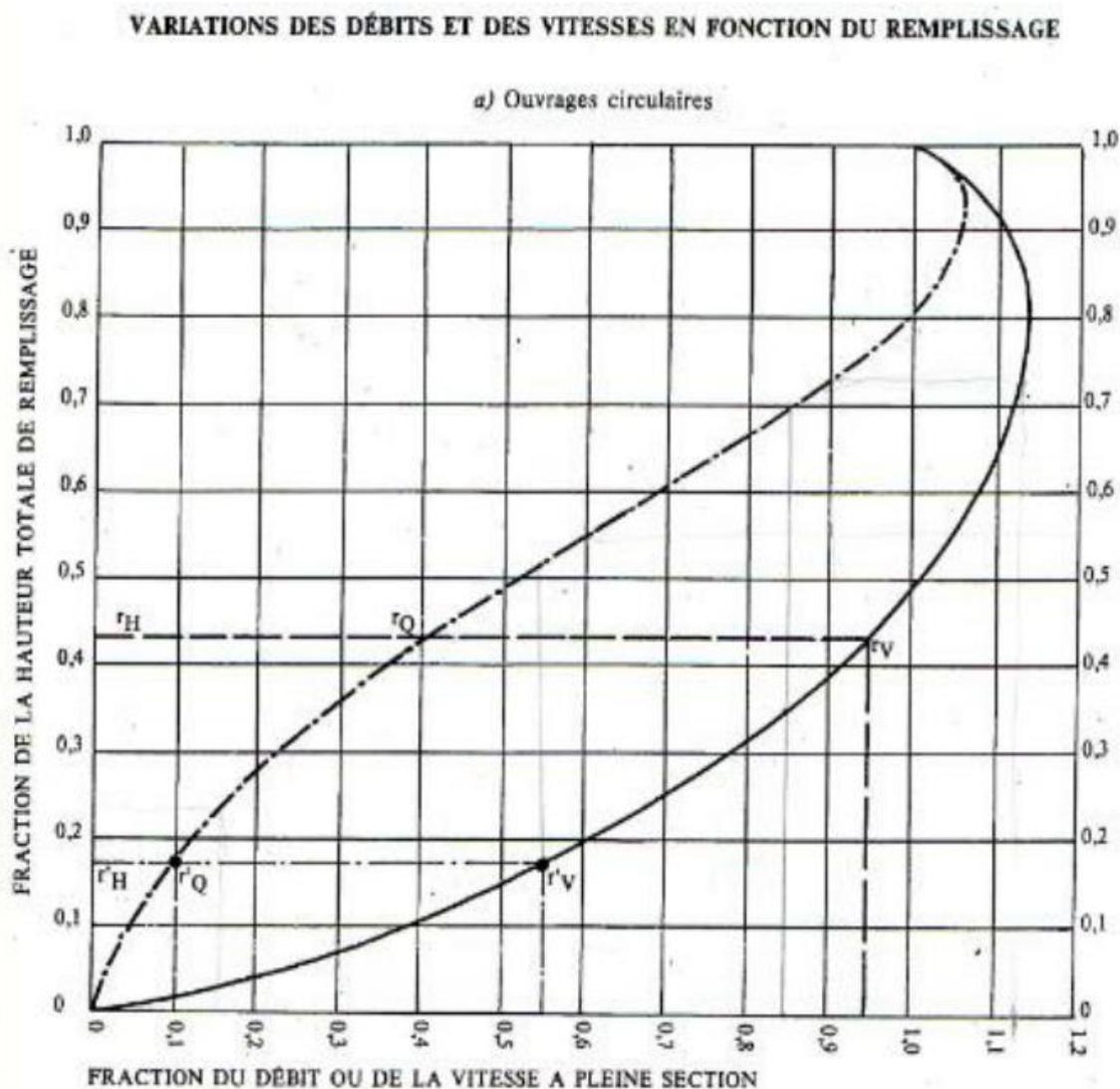
Nom de l'exutoire	Diamètre (mm)	Localisation	Caractéristique	Nom du Regard	Photos
<b>S</b>	600	Chabane Ahcen	Milieu récepteur : Cour d'eau Nature de l'effluent : Eau usée et Eau pluviale Type de réseau : Unitaire	<b>Exutoire</b>	PAS DE PHOTO
<b>T</b>	600	LotissementK assed	Milieu récepteur : Cour d'eau Nature de l'effluent : Industriel Type de réseau : Séparatif Observations diverses : Rejet de l'usine de production de lait « TIFRALAIT »	<b>Exutoire</b>	

# ANNEXES

## ANNEXES II

Abaque N°1 : Dimensionnement des canalisations circulaires d'après la formule de Bazin.



Abaque N°2 : Les rapports  $r_H$ ,  $r_V$ ,  $r_Q$ **MODE D'EMPLOI.**

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

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

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

*Exemples :*

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

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

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

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

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

## ANNEXES

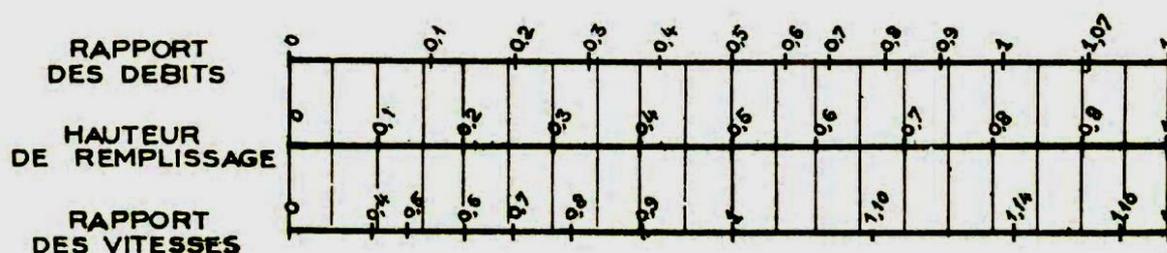
### Abaque N°3 : Les variations des débits et des vitesses en fonction de la hauteur de remplissage.

#### ANNEXE X

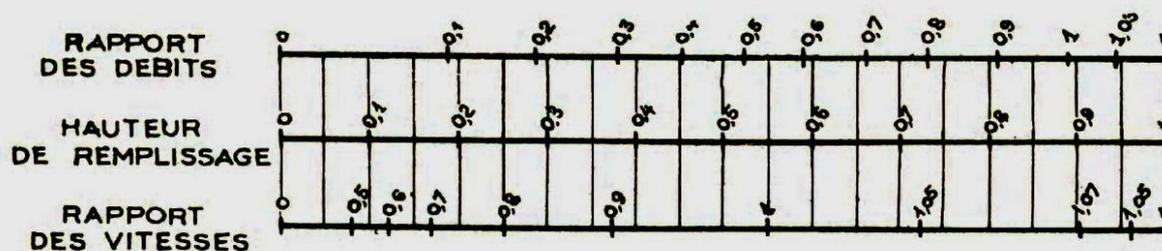
#### VARIATIONS DES DÉBITS ET DES VITESSES EN FONCTION DE LA HAUTEUR DE REMPLISSAGE

(d'après la formule de Bazin)

##### a) Ouvrages circulaires



##### b) Ouvrages ovoïdes normalisés



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

# ANNEXES III

# ANNEXES

## ANNEXES II

**Tableau:** calcul hydraulique du réseau existant

Le réseau eau usée		Cotes des radier(m)		L [m]	Pente [I]	Q [m <sup>3</sup> /s]	Dcal [mm]	Dnor [mm]	Vps [m/s]	Qps [m <sup>3</sup> /s]	Rq	Rv	RH	V [m/s]	H [m]	Rq min	Rv min	Rh min	V min [m/s]	Hmin [m]
N° S-B	tronçon	amont	aval																	
	A1_06-A1_05	66,04	65,88	31,6	0,0051	6,555	1,67	1800	3,13	7,97	0,822	1,105	0,69	3,46	1234,77	0,00189	0,2395	0,0412	0,75	74,189
	A1_05-A1_04	65,88	65,58	61,01	0,0049	6,555	1,68	1800	3,09	7,86	0,834	1,107	0,69	3,42	1250,17	0,00192	0,2397	0,0413	0,74	74,329
	A1_04-A1_03	65,58	65,46	22,56	0,0053	6,555	1,66	1800	3,21	8,17	0,802	1,103	0,67	3,54	1210,68	0,00184	0,2392	0,0411	0,77	73,958
	A1_03-A1_02	65,46	64,66	50,97	0,0157	6,555	1,35	1500	4,89	8,63	0,759	1,098	0,65	5,36	969,85	0,00175	0,2385	0,0408	1,17	61,219
	A1_02-A1_01	64,66	64,54	28,26	0,0042	6,555	1,73	1800	2,87	7,30	0,898	1,115	0,75	3,20	1342,45	0,00206	0,2407	0,0417	0,69	75,061
	A1_01-RA1-2	64,54	64,25	53,87	0,0054	6,555	1,65	1800	3,23	8,22	0,797	1,103	0,67	3,56	1205,13	0,00183	0,2391	0,04106	0,77	73,90
	RA1-2-RA1-3	64,25	63,9	61,21	0,0057	6,555	1,63	1800	3,33	8,47	0,773	1,100	0,65	3,66	1178,89	0,00178	0,2387	0,04090	0,79	73,63
	RA1-3-RA1-4	63,9	63,7	46,9	0,0043	6,555	1,73	1800	2,88	7,32	0,896	1,114	0,74	3,20	1339,37	0,00206	0,2406	0,04169	0,69	75,04
	RA1-4-RA1-5	63,7	62,8	46,28	0,0194	6,555	1,30	1500	5,44	9,61	0,682	1,084	0,60	5,89	907,39	0,00157	0,2373	0,04032	1,29	60,48
	RA1-5-R575	62,8	62,57	41,84	0,0055	6,555	1,65	1800	3,27	8,31	0,789	1,102	0,66	3,60	1195,73	0,00181	0,2390	0,04100	0,78	73,81
	B1_06-B1_05	101,5	98	65,43	0,0535	2,215	0,72	800	5,93	2,98	0,743	1,096	0,64	6,50	509,87	0,00505	0,2610	0,04992	1,55	39,93
	B1_05-B1_04	98	95,5	38,55	0,0649	2,215	0,69	800	6,53	3,28	0,675	1,082	0,60	7,06	480,87	0,00459	0,2579	0,0487	1,68	38,92
	B1_04-B1_03	95,5	93,9	47,05	0,0340	2,215	0,78	800	4,73	2,38	0,932	1,119	0,78	5,29	622,53	0,00634	0,2695	0,0534	1,27	42,70
	B1_03-B1_02	93,9	91,5	49,35	0,0486	2,215	0,73	800	5,66	2,84	0,779	1,100	0,66	6,22	526,62	0,00530	0,2626	0,0506	1,49	40,47

## ANNEXES

**Suite du tableau : calcul hydraulique du réseau existant**

Le réseau eau usée		Cotes des radier(m)		L [m]	Pente [I]	Q [m <sup>3</sup> /s]	Dcal [mm]	Dnor [mm]	Vps [m/s]	Qps [m <sup>3</sup> /s]	Rq	Rv	RH	V [m/s]	H [m]	Rq min	Rv min	Rh min	V min [m/s]	Hmin [m]
N° S-B	tronçon	amont	aval																	
	B1_02-B1_01	91,5	89,1	49,35	0,0486	2,215	0,73	800	5,66	2,84	0,779	1,100	0,66	6,22	526,62	0,00530	0,2626	0,0506	1,49	40,47
	B2_10-B2_09	100,5	98,7	41,23	0,0437	0,925	0,54	600	4,42	1,25	0,739	1,095	0,64	4,84	381,30	0,01205	0,3062	0,0683	1,35	40,97
	B2_09-B2_08	98,7	96,3	38,02	0,0631	0,925	0,50	600	5,32	1,50	0,615	1,061	0,57	5,65	341,78	0,01002	0,2934	0,0631	1,56	37,84
	B2_08-B2_07	96,3	94,3	34,96	0,0572	0,925	0,51	600	5,06	1,43	0,646	1,073	0,59	5,43	351,68	0,01052	0,2966	0,0644	1,50	38,63
	B2_07-B2_06	93,8	92,8	29,35	0,0341	0,925	0,56	600	3,91	1,11	0,837	1,107	0,70	4,33	418,02	0,01364	0,3160	0,0723	1,24	43,38
	B2_06-B2_05	92,8	92,55	33,03	0,0076	0,925	0,74	800	2,23	1,12	0,825	1,106	0,69	2,47	550,29	0,01344	0,3148	0,0718	0,70	57,43
	B2_05-B2_04	92,55	92	40	0,0137	0,925	0,67	800	3,01	1,51	0,612	1,060	0,57	3,19	454,35	0,00997	0,2931	0,0629	0,88	50,35
	B2_04-B2_03	92	91,31	36,87	0,0187	0,925	0,63	800	3,51	1,76	0,524	1,014	0,52	3,56	414,21	0,00854	0,2839	0,0592	1,00	47,38
	B2_03-B2_02	91,31	90,97	46,71	0,0073	0,925	0,75	800	2,19	1,10	0,841	1,107	0,70	2,42	559,62	0,01370	0,3164	0,0725	0,69	57,96
	B2_02-B2_01	90,97	90,3	60,49	0,0111	0,925	0,69	800	2,70	1,36	0,682	1,083	0,60	2,92	483,81	0,01111	0,3003	0,0659	0,81	52,70
	B2_01-B1_02	90,3	88,3	53,34	0,0375	0,925	0,55	800	4,97	2,50	0,371	0,911	0,42	4,52	334,65	0,00604	0,2675	0,0526	1,33	42,05
	B2_01-B1_02	90,3	85,14	86,14	0,0599	0,925	0,50	500	4,59	0,90	1,027	1,117	0,88	5,13	441,47	0,01672	0,3346	0,0799	1,54	39,96
	I1_04-I1_03	92,16	91,34	75,32	0,0109	0,94	0,70	800	2,68	1,35	0,699	1,087	0,61	2,91	490,94	0,01120	0,3009	0,0661	0,81	52,90
	I1_03-I1_02	89,84	88,03	23,92	0,0757	0,94	0,49	500	5,16	1,01	0,928	1,118	0,77	5,77	387,37	0,01488	0,3236	0,0754	1,67	37,70

## ANNEXES

Le réseau eau usée		Cotes des radier(m)		L [m]	Pente [I]	Q [m <sup>3</sup> /s]	Dcal [mm]	Dnor [mm]	Vps [m/s]	Qps [m <sup>3</sup> /s]	Rq	Rv	RH	V [m/s]	H [m]	Rq min	Rv min	Rh min	V min [m/s]	Hmin [m]
N° S-B	tronçon	amont	aval																	
	I1_02-I1_01	87,53	86	96,5	0,0159	0,94	0,65	800	3,23	1,62	0,579	1,045	0,55	3,37	439,84	0,00928	0,2887	0,0612	0,93	48,93
	M1_08-M1_07	157,54	156,2	38,3	0,0350	1,346	0,64	800	4,80	2,41	0,558	1,034	0,54	4,96	430,26	0,00625	0,2689	0,0531	1,29	42,51
	M1_07-M1_06	156,2	154,93	33,76	0,0376	1,346	0,63	800	4,97	2,50	0,538	1,023	0,53	5,09	420,88	0,00603	0,2675	0,0525	1,33	42,03
	M1_06-M1_05	154,93	153,24	34,62	0,0488	1,346	0,60	800	5,67	2,85	0,473	0,980	0,49	5,56	388,16	0,00529	0,2626	0,0506	1,49	40,44
	M1_05-M1_04	153,24	152,3	31,91	0,0295	1,346	0,66	800	4,40	2,21	0,608	1,059	0,57	4,66	452,80	0,00681	0,2726	0,0546	1,20	43,71
	M1_04-M1_03	152,3	151,3	35,04	0,0285	1,346	0,67	800	4,33	2,18	0,618	1,063	0,57	4,60	457,01	0,00692	0,2734	0,0549	1,18	43,94
	M1_03-M1_02	151,3	150,38	21,57	0,0427	1,346	0,62	800	5,30	2,66	0,506	1,002	0,51	5,31	404,88	0,00566	0,2650	0,0516	1,40	41,24
	M1_02-M1_01	150,38	149,7	22,13	0,0307	1,346	0,66	800	4,50	2,26	0,596	1,053	0,56	4,73	447,23	0,00667	0,2717	0,0543	1,22	43,41
	O1_13-O1_12	153,3	153,18	20,21	0,0059	0,466	0,60	600	1,63	0,46	1,010	1,121	0,86	1,83	518,36	0,03267	0,4219	0,1161	0,69	69,66
	O1_12-O1_11	153,18	153,1	14,73	0,0054	0,466	0,61	800	1,89	0,95	0,490	0,992	0,50	1,88	397,31	0,01586	0,3295	0,0778	0,62	62,25
	O1_11-O1_10	153,1	153,03	15,45	0,0045	0,466	0,63	800	1,73	0,87	0,537	1,022	0,53	1,76	420,26	0,01737	0,3384	0,0815	0,58	65,19
	O2_03-O2_02	157,61	154,9	53,42	0,0507	0,588	0,44	500	4,22	0,83	0,709	1,090	0,62	4,60	309,56	0,01817	0,3432	0,0834	1,45	41,72
	O2_02-O2_01	154,9	154,15	16,16	0,0464	0,588	0,45	500	4,04	0,79	0,741	1,095	0,64	4,42	318,27	0,01900	0,3480	0,0854	1,41	42,71

## ANNEXES

	O2_01-O1_10	154,15	153,55	11,66	0,0515	0,588	0,44	500	4,25	0,84	0,704	1,089	0,62	4,63	308,23	0,01804	0,3424	0,0831	1,46	41,56
	O1_10-O1_09	153,55	152,45	19,05	0,0577	1,054	0,53	600	5,09	1,44	0,733	1,094	0,63	5,57	379,06	0,01048	0,2963	0,0643	1,51	38,55
	O1_09-O1_08	152,45	151,05	29,34	0,0477	1,054	0,55	600	4,63	1,31	0,806	1,104	0,68	5,10	405,14	0,01152	0,3029	0,0669	1,40	40,17
	O1_08-O1_07	151,05	148,65	53,91	0,0445	1,054	0,56	600	4,47	1,26	0,834	1,107	0,69	4,94	416,87	0,01193	0,3054	0,0680	1,36	40,79
	O1_07-O1_06	148,65	145,15	51,7	0,0677	1,054	0,52	600	5,51	1,56	0,677	1,082	0,60	5,96	361,28	0,00967	0,2912	0,0622	1,60	37,31
	O1_06-O1_05	145,15	143,64	25,96	0,0582	1,054	0,53	600	5,11	1,44	0,730	1,094	0,63	5,58	378,18	0,01044	0,2961	0,0642	1,51	38,49
	O1_05-O1_04	143,64	142,73	48,77	0,0187	1,054	0,66	800	3,50	1,76	0,598	1,054	0,56	3,69	448,51	0,00856	0,2840	0,0593	1,00	47,41
	O1_04-O1_03	142,73	142,55	11,63	0,0155	1,054	0,68	800	3,19	1,60	0,657	1,077	0,59	3,44	473,57	0,00940	0,2894	0,0615	0,92	49,16
	O1_03-O1_02	142,55	142,38	15,19	0,0112	1,054	0,73	800	2,71	1,36	0,773	1,100	0,65	2,98	523,61	0,01105	0,2999	0,0657	0,81	52,58
	N1_01-O1_02	142,75	142,38	18,2	0,0203	1,278	0,70	800	3,66	1,84	0,695	1,087	0,61	3,97	489,45	0,00820	0,2817	0,0583	1,03	46,65
	O1_02-O1_01	142,38	138,76	109,2	0,0332	2,332	0,80	800	4,67	2,35	0,993	1,122	0,84	5,24	675,75	0,00642	0,2701	0,0536	1,26	42,88
	P3_04-P3_03	173,83	171,45	40,44	0,0589	0,63	0,44	500	4,55	0,89	0,705	1,089	0,62	4,95	308,58	0,01687	0,3355	0,0803	1,53	40,14
	P3_03-P3_02	171,45	168,68	53,16	0,0521	0,63	0,45	500	4,28	0,84	0,750	1,097	0,64	4,69	320,58	0,01793	0,3418	0,0829	1,46	41,43
	P3_02-P3_01	168,68	166,5	44,87	0,0486	0,63	0,45	500	4,13	0,81	0,776	1,100	0,66	4,55	328,33	0,01857	0,3455	0,0844	1,43	42,19
	P3_01-P1_04	166,5	162,94	61,52	0,0579	0,63	0,44	500	4,51	0,89	0,711	1,090	0,62	4,92	310,16	0,01702	0,3364	0,0806	1,52	40,32

## ANNEXES

**Suite du tableau : calcul hydraulique du réseau existant**

Le réseau eau usée		Cotes des radier(m)		L [m]	Pente [I]	Q [m <sup>3</sup> /s]	Dcal [mm]	Dnor [mm]	Vps [m/s]	Qps [m <sup>3</sup> /s]	Rq	Rv	RH	V [m/s]	H [m]	Rq min	Rv min	Rh min	V min [m/s]	Hmin [m]
N° S-B	tronçon	amont	aval																	
	P2_03-P2_02	170,91	168,17	54,17	0,0506	0,326	0,35	400	3,63	0,46	0,714	1,091	0,62	3,96	248,66	0,03300	0,4236	0,1168	1,54	46,72
	P2_02-P2_01	168,17	167,45	12,51	0,0576	0,326	0,34	400	3,88	0,49	0,669	1,080	0,60	4,19	239,31	0,03094	0,4131	0,1124	1,60	44,97
	P2_01-P1_04	167,45	163,69	65,43	0,0575	0,326	0,34	400	3,87	0,49	0,670	1,080	0,60	4,18	239,42	0,03096	0,4133	0,1125	1,60	44,99
	P1_09-P1_08	173,23	171,8	25,48	0,0561	0,316	0,34	400	3,83	0,48	0,657	1,076	0,59	4,12	236,74	0,03133	0,4151	0,1133	1,59	45,30
	P1_08-P1_07	171,8	169,64	35,89	0,0602	0,316	0,34	400	3,96	0,50	0,634	1,069	0,58	4,24	232,00	0,03025	0,4096	0,1110	1,62	44,38
	P1_07-P1_06	165,34	164,33	17,25	0,0586	0,316	0,34	400	3,91	0,49	0,643	1,072	0,58	4,19	233,86	0,03067	0,4118	0,1119	1,61	44,74
	P1_06-P1_05	164,33	163,04	30,59	0,0422	0,316	0,36	400	3,32	0,42	0,758	1,098	0,65	3,64	258,32	0,03614	0,4391	0,1233	1,46	49,32
	P1_05-P1_04	163,04	162,94	21,64	0,0046	0,316	0,55	600	1,44	0,41	0,776	1,100	0,66	1,58	394,04	0,03703	0,4434	0,1251	0,64	75,07
	P1_04-P1_03	162,94	156,98	101,48	0,0587	1,272	0,57	600	5,13	1,45	0,877	1,112	0,73	5,71	436,64	0,01039	0,2957	0,0640	1,52	38,42
	P1_03-P1_02	156,98	152,03	89,9	0,0551	1,272	0,58	600	4,97	1,40	0,905	1,116	0,75	5,54	451,82	0,01073	0,2979	0,0649	1,48	38,94
	P1_02-P1_01	152,03	149,05	113,91	0,0262	1,272	0,66	800	4,15	2,09	0,610	1,059	0,57	4,39	453,54	0,00723	0,2754	0,0557	1,14	44,60
	Q1_2-Q1_1	157	154,11	65,99	0,0438	1,384	0,62	800	5,37	2,70	0,513	1,007	0,51	5,41	408,57	0,00559	0,2645	0,0514	1,42	41,08
	R1_04-R1_03	127,81	126,2	33,21	0,0485	0,785	0,49	500	4,13	0,81	0,968	1,122	0,82	4,63	408,36	0,01859	0,3456	0,0844	1,43	42,22
	R1_03-R1_02	126,2	123,6	53,25	0,0488	0,785	0,49	500	4,14	0,81	0,965	1,122	0,81	4,65	406,48	0,01852	0,3452	0,0843	1,43	42,14

## ANNEXES

**Suite du tableau : calcul hydraulique du réseau existant**

Le réseau eau usée		Cotes des radier(m)		L [m]	Pente [I]	Q [m <sup>3</sup> /s]	Dcal [mm]	Dnor [mm]	Vps [m/s]	Qps [m <sup>3</sup> /s]	Rq	Rv	RH	V [m/s]	H [m]	Rq min	Rv min	Rh min	V min [m/s]	Hmin [m]
N° S-B	tronçon	amont	aval																	
	R1_02-R1_01	123,6	119,34	70,43	0,0605	0,785	1200	5,31	6,01	0,718	1,091	0,62	5,80	748,33	0,00251	0,2437	0,0429	1,29	51,53	1200
	U1_06-U1_05	81,3	78,76	101,73	0,0250	4,31	1200	5,85	6,62	0,651	1,075	0,59	6,29	706,54	0,00228	0,2421	0,0423	1,42	50,75	1200
	U1_05-U1_04	78,76	78,09	22,09	0,0303	4,31	1200	4,32	4,89	0,882	1,112	0,73	4,81	878,17	0,00308	0,2477	0,0445	1,07	53,43	1200
	U1_04-U1_03	78,09	76,79	78,59	0,0165	4,31	1200	5,60	6,34	0,680	1,083	0,60	6,07	724,84	0,00238	0,2428	0,0426	1,36	51,09	1200
	U1_03-U1_02	76,79	75	64,44	0,0278	4,31	1200	3,77	4,26	1,012	1,120	0,87	4,22	1039,10	0,00354	0,2508	0,0458	0,94	54,94	1200
	U1_02-U1_01	75	74,29	56,55	0,0126	4,31	1200	5,31	6,01	0,718	1,091	0,62	5,80	748,33	0,00251	0,2437	0,0429	1,29	51,53	1200

## ANNEXES

**Tableau : calcul hydraulique du l'intercepteur I(CintI)**

Le réseau eau usée		Cotes des radier(m)		L [m]	Pente [I]	Q [m <sup>3</sup> /s]	Dcal [mm]	Dnor [mm]	Vps [m/s]	Qps [m <sup>3</sup> /s]	Rq	Rv	RH	V [m/s]	H [m]	Rq min	Rv min	Rh min	V min [m/s]	Hmin [m]
N° S-B	tronçon	amont	aval																	
<b>Intercepteur I (SB :O1,O2, O3,N1,P1,P2, P3,Q1,Q2,R1, U1,U2,S1,T1)</b>	R11-R12	88,24	88,02	50	0,0044	2,215	1,14	1200	2,23	2,52	0,878	1,112	0,73	2,48	875,00	0,00598	0,2671	0,0524	0,60	62,887
	R12-R13	88,02	87,65	50	0,0074	2,215	1,04	1200	2,89	3,27	0,677	1,082	0,60	3,13	723,01	0,00461	0,2580	0,0487	0,75	58,448
	R13-R16	87,65	87,1	146,337	0,0038	2,215	1,18	1200	2,06	2,33	0,950	1,121	0,80	2,31	956,99	0,00647	0,2704	0,0537	0,56	64,464
	R16-R19	87,1	86,9	125	0,0016	2,215	1,38	1500	1,56	2,76	0,803	1,103	0,67	1,72	1010,36	0,00547	0,2637	0,0510	0,41	76,547
	R19-R111	86,9	85,24	80	0,0208	2,215	0,85	1000	4,29	3,37	0,658	1,077	0,59	4,62	592,31	0,00448	0,2571	0,0483	1,10	48,344
	R111-R113	85,24	85,1	100,154	0,0014	2,215	1,42	1500	1,46	2,58	0,860	1,110	0,71	1,62	1070,66	0,00585	0,2663	0,05206	0,39	78,09
	R113-R115	85,1	84,83	59,33	0,0046	2,215	1,14	1200	2,27	2,56	0,864	1,110	0,72	2,52	860,52	0,00588	0,2665	0,05214	0,60	62,57
	R115-R118	84,83	84,68	100,93	0,0015	2,215	1,40	1500	1,50	2,66	0,834	1,107	0,69	1,66	1041,34	0,00567	0,2651	0,05159	0,40	77,38
	R118-R119	84,68	84,6	50	0,0016	2,215	1,38	1500	1,56	2,76	0,803	1,103	0,67	1,72	1010,36	0,00547	0,2637	0,05103	0,41	76,55
	R119-R122	84,6	84,38	150	0,0015	2,215	1,40	1500	1,49	2,64	0,839	1,107	0,70	1,65	1047,37	0,00571	0,2654	0,05169	0,40	77,53
R122-R123	84,38	84,11	14,79	0,0183	2,215	0,87	1000	4,02	3,16	0,701	1,088	0,62	4,38	615,00	0,00477	0,2591	0,04915	1,04	49,15	

## ANNEXES

**Suite du tableau calcul hydraulique du l'intercepteur I(CintI)**

Le réseau eau usée		Cotes des radier(m)		L [m]	Pente [I]	Q [m <sup>3</sup> /s]	Dcal [mm]	Dnor [mm]	Vps [m/s]	Qps [m <sup>3</sup> /s]	Rq	Rv	RH	V [m/s]	H [m]	Rq min	Rv min	Rh min	V min [m/s]	Hmin [m]
N° S-B	tronçon	amont	aval																	
<b>Intercepteur I (SB :O1,O2, O3,N1,P1,P2, P3,Q1,Q2,R1, U1,U2,S1,T1</b>	R123-R124	84,11	83,99	32,77	0,0037	2,215	1,18	1200	2,03	2,30	0,963	1,122	0,81	2,28	972,91	0,00655	0,2709	0,0539	0,55	64,74
	R124-R125	83,99	83,85	30	0,0047	2,215	1,13	1200	2,30	2,60	0,853	1,109	0,71	2,55	850,36	0,00580	0,2660	0,0519	0,61	62,33
	R125-R126	83,85	83,57	40	0,0070	2,215	1,05	1200	2,81	3,18	0,696	1,087	0,61	3,06	734,96	0,00474	0,2589	0,0491	0,73	58,87
	R126-R127	83,57	83,27	30,24	0,0099	2,215	0,98	1000	2,96	2,33	0,951	1,121	0,80	3,32	798,38	0,00647	0,2704	0,0537	0,80	53,74
	R127-R128	83,27	83,21	30,04	0,0020	2,215	1,32	1500	1,74	3,08	0,719	1,092	0,62	1,90	936,66	0,00489	0,2599	0,0495	0,45	74,22
	R128-R129	83,21	82,96	26,96	0,0093	2,215	0,99	1000	2,87	2,25	0,984	1,123	0,83	3,22	833,99	0,00669	0,2719	0,0543	0,78	54,33
	R129-R131	82,96	82,78	80	0,0023	2,215	1,30	1500	1,85	3,27	0,678	1,082	0,60	2,00	903,89	0,00461	0,2580	0,0487	0,48	73,06
	R131-R136	82,78	82,29	201,83	0,0024	2,215	1,28	1500	1,92	3,40	0,652	1,075	0,59	2,07	884,12	0,00444	0,2569	0,0482	0,49	72,36
	R136-R137	82,29	82,1	45	0,0042	2,215	1,15	1200	2,18	2,47	0,897	1,114	0,75	2,43	894,10	0,00610	0,2680	0,0527	0,59	63,29
	R137-R140	82,1	80,87	144,35	0,0085	2,215	1,01	1200	3,10	3,51	0,631	1,068	0,58	3,31	694,02	0,00429	0,2559	0,0479	0,79	57,42
	R140-R141	80,87	80,56	45,886	0,0068	2,215	1,05	1200	2,76	3,12	0,709	1,090	0,62	3,01	742,84	0,00482	0,2594	0,0493	0,72	59,15
	R141-R144	80,56	78,46	135	0,0156	2,215	0,90	1000	3,71	2,92	0,760	1,098	0,65	4,08	646,89	0,00517	0,2618	0,0502	0,97	50,23
	R144-R145	78,46	78,25	45	0,0047	2,215	1,13	1200	2,30	2,60	0,853	1,109	0,71	2,55	850,36	0,00580	0,2660	0,0519	0,61	62,33
R145-R146	78,45	78,08	30	0,0123	2,215	0,94	1200	3,73	4,22	0,525	1,014	0,52	3,79	621,50	0,00357	0,2510	0,0459	0,94	55,04	

## ANNEXES

**Suite du tableau : calcul hydraulique du l'intercepteur I(CintI)**

Le réseau eau usée		Cotes des radier(m)		L [m]	Pente [I]	Q [m <sup>3</sup> /s]	Dcal [mm]	Dnor [mm]	Vps [m/s]	Qps [m <sup>3</sup> /s]	Rq	Rv	RH	V [m/s]	H [m]	Rq min	Rv min	Rh min	V min [m/s]	Hmin [m]
N° S-B	tronçon	amont	aval																	
<b>Intercepteur I (SB :O1,O2, O3,N1,P1,P2, P3,Q1,Q2,R1, U1,U2,S1,T1)</b>	R146-R151	78,08	76,24	195	0,0094	2,215	0,99	1000	2,89	2,27	0,975	1,122	0,82	3,25	824,47	0,00664	0,2715	0,0542	0,78	54,17
	R151-R152	76,24	75,97	45	0,0060	2,215	1,08	1000	2,31	1,81	1,223	0,596	0,98	1,37	984,14	0,00832	0,2825	0,0586	0,65	58,64
	R152-R154	75,97	75,2	81,75	0,0094	2,215	0,99	1000	2,89	2,27	0,976	1,122	0,83	3,24	825,44	0,00664	0,2715	0,0542	0,78	54,19
	R154-R155	75,2	74,9	21,7	0,0138	3,557	1,10	1200	3,95	4,47	0,796	1,102	0,67	4,36	802,42	0,00337	0,2496	0,0453	0,99	54,39
	R155-U1_6	74,9	74,35	26,39	0,0208	4,368	1,10	1200	4,85	5,49	0,796	1,102	0,67	5,35	802,51	0,00275	0,2454	0,0436	1,19	52,31
	U1_6-DO1	71,35	71,15	10	0,0200	8,678	1,44	1500	5,52	9,75	0,890	1,114	0,74	6,14	1109,07	0,00155	0,2371	0,0403	1,31	60,38
	DO1-R156	71,15	71	12,15	0,0123	6,76	1,43	1500	4,33	7,66	0,883	1,113	0,73	4,82	1099,21	0,00197	0,2400	0,0414	1,04	62,15
	DO1-R157	71,65	71,43	25	0,0088	0,44	0,55	600	1,99	0,56	0,783	1,101	0,66	2,19	396,59	0,02683	0,3917	0,1035	0,78	62,08
	R157-R159	71,43	70,93	80	0,0063	0,44	0,58	600	1,67	0,47	0,930	1,119	0,78	1,87	465,73	0,03184	0,4177	0,1144	0,70	68,61
	R159-R162	70,93	70,04	150	0,0059	0,44	0,59	600	1,63	0,46	0,954	1,121	0,80	1,83	480,83	0,03268	0,4220	0,1161	0,69	69,68
	R162-R163	70,04	69,69	40	0,0088	0,44	0,55	600	1,98	0,56	0,786	1,101	0,66	2,18	397,41	0,02691	0,3921	0,1036	0,78	62,18
	R163-R165	69,69	69,05	75	0,0085	0,44	0,55	600	1,96	0,55	0,796	1,102	0,67	2,16	401,13	0,02725	0,3939	0,1044	0,77	62,63
	R165-R168	69,05	68,1	120	0,0079	0,44	0,56	600	1,88	0,53	0,826	1,106	0,69	2,08	413,29	0,02829	0,3994	0,1067	0,75	64,01
	R168-R173	68,1	67	194,03	0,0057	0,44	0,59	600	1,59	0,45	0,976	1,122	0,83	1,79	495,14	0,03343	0,4258	0,1177	0,68	70,62
	R173-R177	67	65,23	146,18	0,0121	0,44	0,52	600	2,33	0,66	0,668	1,080	0,60	2,52	358,56	0,02288	0,3700	0,0945	0,86	56,71
R177-R179	65,23	64,2	96,37	0,0107	0,44	0,53	600	2,19	0,62	0,711	1,090	0,62	2,39	372,05	0,02435	0,3782	0,0979	0,83	58,73	

## ANNEXES

**Tableau : calcul hydraulique de l'émissaire I(CemI)**

Le réseau eau usée		Cotes des radier(m)		L [m]	Pente [I]	Q [m <sup>3</sup> /s]	Dcal [mm]	Dnor [mm]	Vps [m/s]	Qps [m <sup>3</sup> /s]	Rq	Rv	RH	V [m/s]	H [m]	Rq min	Rv min	Rh min	V min [m/s]	Hmin [m]
N° S-B	tronçon	amont	aval																	
Emissaire I (SB R1)	R21-R22	106,93	106,72	30,298	0,0069	0,789	0,71	800	2,14	1,07	0,735	1,094	0,63	2,34	506,45	0,01404	0,3185	0,0733	0,68	58,641
	R22-R24	106,72	105,63	35,336	0,0308	0,789	0,54	600	3,72	1,05	0,750	1,097	0,64	4,08	384,95	0,01433	0,3202	0,0740	1,19	44,419
	R24-R25	105,63	105,1	29,538	0,0179	0,789	0,60	600	2,84	0,80	0,984	1,123	0,83	3,18	500,34	0,01879	0,3468	0,0849	0,98	50,951
	R25-R29	105,1	101,59	115	0,0305	0,789	0,54	600	3,70	1,05	0,754	1,097	0,64	4,06	386,30	0,01441	0,3207	0,0742	1,19	44,533
	R29-R211	101,59	101,46	35	0,0037	0,789	0,80	1000	1,81	1,42	0,554	1,031	0,54	1,87	535,30	0,01058	0,2969	0,0645	0,54	64,517
	R211-R213	101,46	101,41	43,367	0,0012	0,789	1,00	1000	1,01	0,79	0,994	1,122	0,85	1,13	845,36	0,01899	0,3479	0,0854	0,35	85,381
	R213-R214	101,41	101,3	36,55	0,0030	0,789	0,83	1000	1,63	1,28	0,615	1,061	0,57	1,73	569,78	0,01175	0,3043	0,0675	0,50	67,525
	R214-R215	101,3	101,2	22,176	0,0045	0,789	0,77	800	1,72	0,87	0,911	1,116	0,76	1,92	606,76	0,01741	0,3387	0,0816	0,58	65,266
	R215-R217	101,2	101,14	48,88	0,0012	0,789	0,99	1000	1,04	0,82	0,963	1,122	0,81	1,17	811,23	0,01840	0,3445	0,0840	0,36	83,979
	R217-R218	101,14	101,07	21,22	0,0033	0,789	0,82	1000	1,71	1,34	0,588	1,049	0,55	1,79	554,64	0,01122	0,3010	0,0662	0,51	66,179
	R218-R219	101,07	100,97	52,242	0,0019	0,789	0,91	1000	1,30	1,02	0,771	1,099	0,65	1,43	653,74	0,01473	0,3227	0,0750	0,42	75,032
	R219-R221	100,97	100,82	54,182	0,0028	0,789	0,85	1000	1,57	1,23	0,641	1,071	0,58	1,68	583,76	0,01225	0,3074	0,0688	0,48	68,800
	R221-R222	100,82	100,65	21,396	0,0079	0,789	0,69	800	2,29	1,15	0,687	1,085	0,61	2,48	485,83	0,01311	0,3128	0,0710	0,72	56,782
R222-R223	100,65	100,43	45	0,0049	0,789	0,76	800	1,79	0,90	0,875	1,112	0,73	1,99	581,17	0,01672	0,3346	0,0799	0,60	63,926	

## ANNEXES

**Suite du tableau : calcul hydraulique émissaireI(CemI)**

Le réseau eau usée		Cotes des radier(m)		L [m]	Pente [m/m]	Q [m <sup>3</sup> /s]	Dcal [mm]	Dnor [mm]	Vps [m/s]	Qps [m <sup>3</sup> /s]	Rq	Rv	RH	V [m/s]	H [m]	Rq min	Rv min	Rh min	V min [m/s]	Hmin [m]
N° S-B	tronçon	amont	aval																	
<b>EmissaireI (SB R1)</b>	R223-R127	100,43	95,8	122,117	0,0379	0,789	0,52	600	4,12	1,17	0,677	1,082	0,60	4,46	361,34	0,01293	0,3116	0,0705	1,28	42,306
	R227-R229	95,8	95,63	44,342	0,0038	0,789	0,80	800	1,59	0,80	0,988	1,122	0,84	1,78	671,13	0,01888	0,3473	0,0851	0,55	68,098
	R229-R238	95,63	88,6	353,045	0,0199	0,789	0,58	600	2,99	0,84	0,934	1,119	0,78	3,34	468,31	0,01784	0,3412	0,0826	1,02	49,577
	R238-R11	88,6	88,44	17,766	0,0090	0,789	0,68	800	2,43	1,22	0,645	1,073	0,59	2,61	468,43	0,01232	0,3078	0,0690	0,75	55,171

## ANNEXES

**Tableau : calcul hydraulique de l'émissaire II(CemII)**

Le réseau eau usée		Cotes des radier(m)		L [m]	Pente [I]	Q [m <sup>3</sup> /s]	Dcal [mm]	Dnor [mm]	Vps [m/s]	Qps [m <sup>3</sup> /s]	Rq	Rv	RH	V [m/s]	H [m]	Rq min	Rv min	Rh min	V min [m/s]	Hmin [m]
N° S-B	tronçon	amont	aval																	
<b>EmissaireII (SB :O1,O2, O3,N1,P1,P2, P3,Q1,Q2,R1)</b>	R319-R320	161,13	159,17	50,41	0,0389	0,049	0,18	300	2,63	0,19	0,264	0,846	0,35	2,23	105,05	0,08106	0,6112	0,1989	1,61	59,677
	R320-R321	159,17	157,77	42,83	0,0327	0,049	0,19	300	2,41	0,17	0,287	0,860	0,37	2,07	109,53	0,08841	0,6320	0,2087	1,52	62,616
	R321-R322	157,77	156,11	60,237	0,0276	0,049	0,19	300	2,21	0,16	0,313	0,875	0,38	1,94	114,37	0,09628	0,6525	0,2186	1,44	65,575
	R322-R324	156,11	152,08	78,8	0,0511	0,049	0,17	300	3,02	0,21	0,230	0,825	0,33	2,49	98,69	0,07068	0,5787	0,1840	1,75	55,200
	R324-R325	152,08	151,3	50	0,0156	0,049	0,22	300	1,67	0,12	0,416	0,941	0,45	1,57	134,50	0,12797	0,7182	0,2527	1,20	75,805
	R325-R328	151,3	146,99	129,56	0,0333	0,049	0,19	300	2,43	0,17	0,285	0,859	0,36	2,09	109,06	0,08763	0,6299	0,20772	1,53	62,32
	R328-R329	146,99	146,52	30,897	0,0152	1,43	0,77	1000	3,67	2,88	0,496	0,996	0,50	3,66	500,14	0,00523	0,2621	0,05038	0,96	50,38
	R329-R330	146,52	144,76	40,55	0,0434	1,43	0,63	1000	6,20	4,87	0,294	0,864	0,37	5,36	368,96	0,00309	0,2477	0,04456	1,54	44,56
	R330-R331	144,76	143,04	48,28	0,0356	1,43	0,66	1000	5,62	4,41	0,324	0,882	0,39	4,95	388,25	0,00342	0,2499	0,04544	1,40	45,44
	R331-R333	143,04	138,51	113,117	0,0400	1,43	0,64	1000	5,96	4,68	0,306	0,871	0,38	5,19	376,56	0,00322	0,2486	0,04491	1,48	44,91
	R333-R335	138,51	133,65	86,88	0,0559	1,43	0,60	600	5,01	1,42	1,010	1,121	0,86	5,61	518,19	0,01064	0,2974	0,06469	1,49	38,81
	R335-R336	133,65	130,92	50	0,0546	1,43	0,60	600	4,95	1,40	1,022	1,118	0,88	5,53	526,76	0,01077	0,2982	0,0650	1,48	39,01
	R336-R337	130,92	128,35	50	0,0514	1,43	0,61	800	5,82	2,92	0,489	0,992	0,50	5,77	396,69	0,00516	0,2617	0,0502	1,52	40,15
R337-R338	128,35	125,5	50	0,0570	1,43	0,60	600	5,06	1,43	1,001	1,122	0,85	5,67	511,67	0,01054	0,2967	0,0644	1,50	38,66	

## ANNEXES

**Suite du tableau : calcul hydraulique de l'émissaire II(CemII)**

Le réseau eau usée		Cotes des radier(m)		L [m]	Pente [I]	Q [m <sup>3</sup> /s]	Dcal [mm]	Dnor [mm]	Vps [m/s]	Qps [m <sup>3</sup> /s]	Rq	Rv	RH	V [m/s]	H [m]	Rq min	Rv min	Rh min	V min [m/s]	Hmin [m]
N° S-B	tronçon	amont	aval																	
<b>EmissaireII (SB :O1,O2, O3,N1,P1,P2, P3,Q1,Q2,R1)</b>	R338-R339	125,5	122,36	50	0,0628	1,43	0,59	600	5,31	1,50	0,953	1,121	0,80	5,95	480,20	0,01005	0,2936	0,0631	1,56	37,88
	R339-R340	122,36	119,46	50	0,0580	1,43	0,60	600	5,10	1,44	0,992	1,122	0,84	5,72	505,73	0,01045	0,2961	0,0642	1,51	38,52
	R340-R341	119,46	116,84	50	0,0524	1,43	0,61	800	5,87	2,95	0,485	0,988	0,49	5,80	394,31	0,00511	0,2613	0,0501	1,53	40,05
	R341-R342	116,84	113,71	50	0,0626	1,43	0,59	600	5,30	1,50	0,955	1,121	0,80	5,94	481,17	0,01006	0,2937	0,0632	1,56	37,91
	R342-R344	113,71	110,33	100	0,0338	1,43	0,66	800	4,72	2,37	0,603	1,056	0,56	4,98	450,63	0,00636	0,2697	0,0534	1,27	42,74
	R344-R348	110,33	106,37	200	0,0198	1,43	0,73	800	3,61	1,81	0,788	1,101	0,66	3,98	531,12	0,00831	0,2824	0,0586	1,02	46,88
	R348-R351	105,77	93,88	150	0,0793	1,43	0,56	600	5,96	1,69	0,848	1,108	0,71	6,61	423,08	0,00894	0,2865	0,0603	1,71	36,16
	R351-R352	93,88	90,39	54,6	0,0639	1,43	0,59	600	5,35	1,51	0,945	1,120	0,79	6,00	474,94	0,00996	0,2930	0,0629	1,57	37,75
	R353-R354	88,44	88,03	50,53	0,0081	1,43	0,86	1000	2,68	2,11	0,679	1,083	0,60	2,90	603,41	0,00716	0,2749	0,0556	0,74	55,56
	R354-R11	88,03	87,44	50,526	0,0117	1,43	0,81	1000	3,22	2,53	0,566	1,038	0,54	3,34	542,42	0,00597	0,2671	0,0524	0,86	52,38

**Tableau : calcul hydraulique de l'émissaire III(CemIII)**

Le réseau eau usée		Cotes des radier(m)		L [m]	Pente [m/m]	Q [m <sup>3</sup> /s]	Dcal [mm]	Dnor [mm]	Vps [m/s]	Qps [m <sup>3</sup> /s]	Rq	Rv	RH	V [m/s]	H [m]	Rq min	Rv min	Rh min	V min [m/s]	Hmin [m]
N° S-B	tronçon	amont	aval																	
<b>EmissaireIII (SB : P1,P2,P3)</b>	R318-R315	155	154	91,67	0,0109	1,271	0,78	800	2,68	1,35	0,944	1,120	0,79	3,00	632,48	0,01119	0,3008	0,0661	0,81	52,875
	R315-R310	154	147,75	202,1	0,0309	1,271	0,64	800	4,51	2,27	0,561	1,035	0,54	4,67	431,39	0,00665	0,2716	0,0542	1,22	43,361
	R310-R37	147,75	146,57	122,35	0,0096	1,271	0,80	800	2,52	1,27	1,004	1,121	0,86	2,82	685,27	0,01190	0,3053	0,0679	0,77	54,328
	R37-R31	146,57	140,76	233,01	0,0249	1,271	0,67	800	4,05	2,04	0,624	1,065	0,57	4,31	459,72	0,00740	0,2765	0,0562	1,12	44,970

## ANNEXES

**Tableau : calcul hydraulique de l'émissaire IV(CemIV)**

Le réseau eau usée		Cotes des radier(m)		L [m]	Pente [I]	Q [m <sup>3</sup> /s]	Dcal [mm]	Dnor [mm]	Vps [m/s]	Qps [m <sup>3</sup> /s]	Rq	Rv	RH	V [m/s]	H [m]	Rq min	Rv min	Rh min	V min [m/s]	Hmin [m]
N° S-B	tronçon	amont	aval																	
<b>EmissaireIV (SB :L1,M1, K1,G1)</b>	R41-R47	146,25	131,02	321,733	0,0473	2,628	0,78	800	5,58	2,81	0,937	1,119	0,78	6,25	626,74	0,00537	0,2631	0,0508	1,47	40,622
	R47-R410	131,02	130	169,678	0,0060	2,628	1,15	1200	2,61	2,95	0,892	1,114	0,74	2,90	888,68	0,00511	0,2614	0,0501	0,68	60,092
	R410-R411	130	129,66	67,87	0,0050	2,628	1,19	1200	2,38	2,69	0,977	1,122	0,83	2,67	991,14	0,00560	0,2646	0,0514	0,63	61,675
	R411-R412	129,66	128,54	43,49	0,0258	2,628	0,87	1000	4,78	3,75	0,701	1,088	0,61	5,20	614,61	0,00402	0,2540	0,0471	1,21	47,093
	R412-R414	128,54	126,4	100	0,0214	3,18	0,97	1000	4,35	3,42	0,930	1,119	0,78	4,87	776,45	0,00441	0,2566	0,0482	1,12	48,157
	R414-R416	126,4	123,5	80	0,0362	3,18	0,88	1000	5,67	4,45	0,714	1,091	0,62	6,18	621,98	0,00339	0,2497	0,0454	1,42	45,361
	R416-R420	123,5	113,88	193,198	0,0498	3,275	0,84	1000	6,64	5,22	0,628	1,066	0,58	7,08	576,53	0,00289	0,2463	0,0440	1,64	43,991
	R421-R23	113,77	112,58	42,476	0,0280	3,275	0,93	1000	4,98	3,91	0,837	1,107	0,70	5,51	696,66	0,00385	0,2529	0,0466	1,26	46,639
	R423-R427	112,58	106,81	126,439	0,0456	3,275	0,85	1000	6,36	4,99	0,656	1,076	0,59	6,84	591,28	0,00302	0,2472	0,0443	1,57	44,346
	R427-R432	106,81	100,92	139,566	0,0422	3,275	0,87	1000	6,11	4,80	0,682	1,084	0,60	6,63	604,90	0,00314	0,2480	0,0447	1,52	44,678
R432-R439	100,92	88,24	300	0,0423	3,275	0,87	1000	6,12	4,81	0,681	1,083	0,60	6,63	604,63	0,00314	0,2480	0,0447	1,52	44,672	

## ANNEXES

**Tableau : calcul hydraulique de l'intercepteur II (CintII)**

Le réseau eau usée		Cotes des radier(m)		L [m]	Pente [I]	Q [m <sup>3</sup> /s]	Dcal [mm]	Dnor [mm]	Vps [m/s]	Qps [m <sup>3</sup> /s]	Rq	Rv	RH	V [m/s]	H [m]	Rq min	Rv min	Rh min	V min [m/s]	Hmin [m]
N° S-B	tronçon	amont	aval																	
<b>IntercepteurII (SB :L1,M1, K1,G1,I1,CJ, B1,B2,,B3,B4, A1,A2,A3,A4,A5)</b>	R440-R51	86,77	86,21	38,86	0,0144	4,458	1,19	1200	4,03	4,56	0,977	1,122	0,83	4,53	991,36	0,00330	0,2492	0,0451	1,01	54,158
	R51-R52	86,21	85,49	53,188	0,0135	4,458	1,20	1200	3,91	4,42	1,008	1,121	0,86	4,38	1033,67	0,00341	0,2499	0,0454	0,98	54,504
	R52-R54	85,49	84,18	91,686	0,0143	4,458	1,19	1200	4,02	4,54	0,981	1,123	0,83	4,51	996,96	0,00332	0,2493	0,0452	1,00	54,204
	R54-R55	84,18	82,7	50	0,0296	4,458	1,04	1200	5,78	6,54	0,682	1,083	0,60	6,27	725,69	0,00230	0,2423	0,0424	1,40	50,844
	R55-R56	82,7	80,88	50	0,0364	4,458	1,00	1000	5,68	4,46	1,000	1,122	0,85	6,37	851,70	0,00338	0,2497	0,0453	1,42	45,342
	R56-R57	80,88	80,4	50	0,0096	4,458	1,28	1500	3,82	6,75	0,660	1,077	0,59	4,12	890,32	0,00223	0,2418	0,0422	0,92	63,252
	R57-R58	80,4	80,2	50	0,0040	4,458	1,51	1500	2,47	4,36	1,023	1,118	0,88	2,76	1317,71	0,00346	0,2502	0,0456	0,62	68,336
	R58-DO3	80,2	80	9,03	0,0221	7,597	1,34	1500	5,80	10,26	0,741	1,095	0,64	6,36	954,22	0,00147	0,2366	0,0400	1,37	60,061
	DO3-R5DO	80	79,58	41,61	0,0101	6,813	1,49	1500	3,92	6,92	0,984	1,123	0,83	4,40	1250,88	0,00218	0,2415	0,0420	0,95	63,022
	DO3-R59	79,8	79,6	40,97	0,0049	0,097	0,35	400	1,13	0,14	0,684	1,084	0,61	1,22	242,33	0,10623	0,6757	0,2302	0,76	92,068
	R510-R511	80,44	80,22	35,08	0,0063	0,097	0,33	400	1,28	0,16	0,603	1,056	0,56	1,35	225,30	0,09372	0,6460	0,2154	0,83	86,176
	R511-R512	80,22	80	41,538	0,0053	0,097	0,34	400	1,18	0,15	0,656	1,076	0,59	1,27	236,64	0,10198	0,6661	0,2253	0,78	90,134
	R512-R515	80	78,65	150	0,0090	0,097	0,31	400	1,53	0,19	0,504	1,001	0,50	1,53	201,95	0,07823	0,6027	0,1950	0,92	77,996
	R515-R516	78,65	76,8	45	0,0411	0,097	0,23	300	2,70	0,19	0,507	1,003	0,51	2,71	152,18	0,07883	0,6045	0,1958	1,63	58,749

## ANNEXES

**Suite du tableau : calcul hydraulique de l'intercepteur II (CintII)**

Le réseau eau usée		Cotes des radier(m)		L [m]	Pente [I]	Q [m <sup>3</sup> /s]	Dcal [mm]	Dnor [mm]	Vps [m/s]	Qps [m <sup>3</sup> /s]	Rq	Rv	RH	V [m/s]	H [m]	Rq min	Rv min	Rh min	V min [m/s]	Hmin [m]
N° S-B	tronçon	amont	aval																	
<b>IntercepteurII ( SB :L1,M1, K1,G1,I1,CJ, B1,B2,,B3,B4, A1,A2,A3,A4,A5)</b>	R516-R520	76,8	74,45	195	0,0121	0,097	0,29	300	1,46	0,10	0,937	1,120	0,78	1,64	235,13	0,14560	0,7456	0,2686	1,09	80,586
	R520-R522	74,45	74,2	80	0,0031	0,097	0,38	400	0,90	0,11	0,855	1,109	0,71	1,00	283,94	0,13277	0,7262	0,2572	0,66	102,879
	R522-R523	75	74,9	40	0,0025	0,097	0,39	400	0,81	0,10	0,955	1,121	0,80	0,91	321,09	0,14844	0,7495	0,2710	0,61	108,410
	R523-R525	74,9	74,2	95	0,0074	0,097	0,32	400	1,39	0,17	0,557	1,033	0,54	1,43	214,75	0,08646	0,6267	0,2062	0,87	82,473
	R525-R526	74,2	74,03	50	0,0034	0,097	0,37	400	0,94	0,12	0,819	1,105	0,68	1,04	273,65	0,12728	0,7170	0,2520	0,68	100,809
	R526-R528	74,03	72,44	180	0,0088	0,097	0,31	400	1,52	0,19	0,508	1,004	0,51	1,52	203,13	0,07897	0,6050	0,1960	0,92	78,408
	R530-R532	72,44	72,14	100	0,0030	0,097	0,38	400	0,89	0,11	0,872	1,111	0,72	0,98	289,57	0,13550	0,7306	0,2597	0,65	103,885
	R532-R533	72,14	71,87	40	0,0068	0,097	0,33	400	1,33	0,17	0,581	1,046	0,55	1,39	220,47	0,09034	0,6372	0,2112	0,85	84,477
	R533-R534	71,87	71,56	50	0,0062	0,097	0,33	400	1,27	0,16	0,607	1,058	0,57	1,35	226,06	0,09426	0,6474	0,2161	0,82	86,441
	R534-R539	71,56	71	236,09	0,0024	0,097	0,40	400	0,79	0,10	0,981	1,123	0,83	0,88	332,20	0,15239	0,7548	0,2743	0,59	109,726
	R539-R540	71	70,77	28,09	0,0082	0,097	0,31	400	1,46	0,18	0,528	1,016	0,52	1,49	207,95	0,08202	0,6140	0,2002	0,90	80,095
	R540-R41	70,77	70,54	45	0,0051	0,097	0,34	400	1,16	0,15	0,668	1,080	0,60	1,25	239,10	0,10381	0,6703	0,2274	0,77	90,977
	R541-R542	70,54	70,45	23,528	0,0038	0,097	0,36	400	1,00	0,13	0,772	1,100	0,65	1,10	261,72	0,12000	0,7039	0,2448	0,70	97,936
R542-R543	70,45	70,24	39,91	0,0053	0,097	0,34	400	1,17	0,15	0,659	1,077	0,59	1,26	237,09	0,10232	0,6669	0,2257	0,78	90,288	

## ANNEXES

**Suite du tableau : calcul hydraulique de l'intercepteur II(CintII)**

Le réseau eau usée		Cotes des radier(m)		L [m]	Pente [I]	Q [m <sup>3</sup> /s]	Dcal [mm]	Dnor [mm]	Vps [m/s]	Qps [m <sup>3</sup> /s]	Rq	Rv	RH	V [m/s]	H [m]	Rq min	Rv min	Rh min	V min [m/s]	Hmin [m]
N° S-B	tronçon	amont	aval																	
<b>IntercepteurII ( SB :L1,M1, K1,G1,I1,CJ, B1,B2,,B3,B4, A1,A2,A3,A4,A5)</b>	R543-R544	70,24	69,96	45	0,0062	0,097	0,33	400	1,27	0,16	0,606	1,057	0,56	1,35	225,82	0,09409	0,6469	0,2159	0,82	86,358
	R544-R548	69,96	68,01	181	0,0108	0,097	0,30	400	1,68	0,21	0,460	0,972	0,48	1,63	190,91	0,07150	0,5814	0,1852	0,98	74,094
	R548-R549	68,01	67,84	46,66	0,0036	0,097	0,37	400	0,98	0,12	0,791	1,102	0,67	1,07	266,36	0,12296	0,7093	0,2478	0,69	99,120
	R549-R550	67,84	67,68	30	0,0053	0,097	0,34	400	1,18	0,15	0,654	1,076	0,59	1,27	236,16	0,10163	0,6653	0,2249	0,79	89,969
	R550-R551	67,68	67,54	50	0,0028	0,097	0,38	400	0,86	0,11	0,903	1,115	0,75	0,95	300,22	0,14026	0,7379	0,2640	0,63	105,591
	R551-R552	67,54	67,33	50	0,0042	0,097	0,36	400	1,05	0,13	0,737	1,095	0,63	1,15	253,68	0,11452	0,6932	0,2392	0,73	95,674
	R552-R555	67,33	64,96	87,35	0,0271	0,097	0,25	300	2,20	0,16	0,625	1,065	0,57	2,34	172,44	0,09704	0,6543	0,2195	1,44	65,847
	R555-R556	64,96	64,46	50	0,0100	0,097	0,30	300	1,33	0,09	1,029	1,116	0,89	1,49	265,67	0,15984	0,7641	0,2803	1,02	84,097
	R556-R557	64,46	64,3	50	0,0032	0,097	0,38	400	0,91	0,11	0,844	1,108	0,70	1,01	280,87	0,13120	0,7236	0,2557	0,66	102,296
	R557-R558	64,3	64,11	50	0,0038	0,097	0,36	400	1,00	0,13	0,775	1,100	0,66	1,10	262,33	0,12040	0,7046	0,2452	0,70	98,096
	R558-R560	64,11	63,81	50	0,0060	0,097	0,33	400	1,25	0,16	0,617	1,062	0,57	1,33	228,23	0,09582	0,6513	0,2180	0,82	87,205
	R560-R561	63,81	63,63	50	0,0036	0,097	0,37	400	0,97	0,12	0,796	1,102	0,67	1,07	267,56	0,12370	0,7107	0,2485	0,69	99,412
	R561-R565	63,63	63,55	200	0,0004	0,097	0,55	600	0,42	0,12	0,810	1,104	0,68	0,47	406,78	0,12586	0,7145	0,2507	0,30	150,391
	R565-R567	63,55	63,39	101,702	0,0016	0,097	0,43	500	0,74	0,15	0,664	1,079	0,60	0,80	297,84	0,10320	0,6689	0,2267	0,50	113,371

## ANNEXES

**Suite du tableau : calcul hydraulique de l'intercepteur II(CintII)**

Le réseau eau usée		Cotes des radier(m)		L [m]	Pente [I]	Q [m <sup>3</sup> /s]	Dcal [mm]	Dnor [mm]	Vps [m/s]	Qps [m3/s]	Rq	Rv	RH	V [m/s]	H [m]	Rq min	Rv min	Rh min	V min [m/s]	Hmin [m]
N° S-B	tronçon	amont	aval																	
<b>IntercepteurII ( SB :L1,M1, K1,G1,I1,CJ, B1,B2,,B3,B4, A1,A2,A3,A4,A5)</b>	R567-R568	70,24	69,96	45	0,0062	0,097	0,33	400	1,27	0,16	0,606	1,057	0,56	1,35	225,82	0,09409	0,6469	0,2159	0,82	0,33
	R568-R569	69,96	68,01	181	0,0108	0,097	0,30	400	1,68	0,21	0,460	0,972	0,48	1,63	190,91	0,07150	0,5814	0,1852	0,98	0,30
	R569-R571	68,01	67,84	46,66	0,0036	0,097	0,37	400	0,98	0,12	0,791	1,102	0,67	1,07	266,36	0,12296	0,7093	0,2478	0,69	0,37
	R571-R573	67,84	67,68	30	0,0053	0,097	0,34	400	1,18	0,15	0,654	1,076	0,59	1,27	236,16	0,10163	0,6653	0,2249	0,79	0,34
	R573-R574	67,68	67,54	50	0,0028	0,097	0,38	400	0,86	0,11	0,903	1,115	0,75	0,95	300,22	0,14026	0,7379	0,2640	0,63	0,38
	R574-RDO4	67,54	67,33	50	0,0042	0,097	0,36	400	1,05	0,13	0,737	1,095	0,63	1,15	253,68	0,11452	0,6932	0,2392	0,73	0,36
	RDO4-R576	67,33	64,96	87,35	0,0271	0,097	0,25	300	2,20	0,16	0,625	1,065	0,57	2,34	172,44	0,09704	0,6543	0,2195	1,44	0,25
	R576-R578	64,96	64,46	50	0,0100	0,097	0,30	300	1,33	0,09	1,029	1,116	0,89	1,49	265,67	0,15984	0,7641	0,2803	1,02	0,30