

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

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

DEPARTEMENT D'HYDRAULIQUE URBAINE

## MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

**Option: Conception des systèmes d'assainissement**

**THEME :**

**ETUDE DU SYSTEME D'ASSAINISSEMENT DE LA  
REGION DE SIDI AICH (W.BEJAIA)**

**PRESENTE PAR :**

Mlle : KADRI Dyhia

**Devant les membres du jury**

<b>Nom et Prénom</b>	<b>Grade</b>	<b>Qualité</b>
M <sup>r</sup> : A.AMMARI	M.C.B	Président
M <sup>me</sup> : S.BELABES	M.A.A	Membre
M <sup>r</sup> : A.BOUFEKANE	M.A.A	Membre
M <sup>me</sup> : F.DERNOUNI	M.A.A	Membre
M <sup>r</sup> : S.YAHIAOUI	M.A.A	Promoteur

**Septembre- 2017**

## *Remerciements*

*J'adresse tous mes respects et mes remerciements à ceux qui m'ont aidé de près ou de loin pour l'élaboration de cette étude et particulièrement à*

- Mon promoteur Mr S. YAHIAOUI pour sa contribution à l'élaboration de ce mémoire*
- M<sup>er</sup> M. Oulebsir pour ses directives et ses conseils.*
- A tous les enseignants de l'E N S H qui ont contribué à ma formation.*
- Aux membres de jury qui ont bien voulu examiner mon travail et de l'apprécier à sa juste valeur.*

*Merci*  
*Dyfia KADRI*

## **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*
- *A mes frères et mes sœurs : Ouali, Anna, Sofiane, Kousseyla ainsi que ma belle sœur Souhila et mon petit neveu Malik Thomas.*
- *A toute ma famille.*
- *A tous mes enseignants et amis : Sonia, Silya, Sissi, Souhila, Mayas, Saddek,*
- *A mon futur.*

**KADRI Dyhia**

---

ملخص:

إن هذا العمل يدخل في إطار دراسة شاملة هيدروليكية للمياه السطحية من سيدي عيش، من أجل القضاء على المشاكل الرئيسية لتلوث الموارد المائية الطبيعية لدينا والحفاظ عليها في الأونة الأخيرة. نقوم بتجميع كل مياه التصريف التي تصب في نهر الصومام وإحالتها عن طريق نظام تسليم يتكون من أنابيب الجاذبية نحو محطة المعالجة في سيدي عيش (رميلة) الموجودة بولاية بجاية من أجل معالجة مياه الصرف الصحي بأكمله، وذلك للحد من التلوث البيئي

### **Résumé :**

Le présent travail s'inscrit dans le cadre d'une étude hydraulique globale des eaux de surface de la région de Sidi-Aich, dans le but d'éradiquer les problèmes majeurs de la pollution de nos ressources naturelles en eau et préserver ces derniers. Pour ce faire, nous collecterons tous les rejets qui se déversent dans l'oued de la SOUMMAM et les acheminera via un système de refoulement composé de conduites gravitaires et stations de relevages, vers la station d'épuration de Sidi-Aich (Remila) pour traiter l'intégralité des eaux usées, de telle façon à diminuer la pollution du milieu naturel.

### **Abstract:**

This work is part of a hydrological surface water study of Sidi-Aich region. It aims at preserving natural water resources through eradicating the major problems of their pollution and collecting all discharges flowing into the wadis and channel via a delivery system composed of gravity pipes and lifting stations to the purification plant of Sidi-Aich (Remila) .

## Sommaire

Introduction générale.....	2
Introduction .....	4
1. La situation géographique de la wilaya de Bejaia .....	4
2. Délimitation géographique de la zone d'étude .....	4
3. Les données naturelles du site .....	5
3.1. Equipements .....	49
3.2. Démographie .....	5
3.3. Topographie.....	6
3.4. Géologie.....	6
3.5. Sismicité .....	7
3.6. Situation climatique .....	7
3.6.1. Climat.....	8
3.6.2. Température.....	8
3.6.3. Humidité .....	8
3.6.4. Vents.....	9
3.6.5. Pluviométrie.....	9
3.7. Hydrographie .....	9
4. Situation hydraulique .....	10
4.1. Réseau d'assainissement.....	10
Conclusion.....	10
Chapitre II : .....	14
Présentation du réseau existant et de ses différents ouvrages annexes .....	14
Introduction .....	12
1. Généralités .....	12
1.1. Les type du diagnostic .....	12
a/Diagnostic fonctionnel .....	12
b/Diagnostic structurel .....	12
1.2 La méthodologie d'une étude de diagnostic.....	13
Pré diagnostic .....	13
Reconnaissance approfondie.....	13
Etude fonctionnelle des bassins versants élémentaires.....	13
Conception de la nouvelle structure d'assainissement .....	13
Conclusion et permanence du processus d'étude.....	14
1.3 Examen préalable des réseaux et des ouvrages.....	14
2. État du système d'évacuation existant de la commune de Sidi aich .....	15

2.1 État des collecteurs .....	15
2.2. Etat des regards.....	19
2.3. Etats des bouches d'égout .....	22
3. Rapport de l'expertise.....	25
4. Risques d'impact des rejets sur le milieu récepteur.....	25
4.1. Les points de rejets (Source : DHW de Béjaia).....	Erreur ! Signet non défini.
5. Les risques des inondations :.....	25
6. Recommandations .....	26
Conclusion.....	26
Introduction .....	29
1. Les averses .....	29
2.Choix de la période de retour.....	29
3.Détermination de l'intensité moyenne de précipitation.....	29
3.1 Analyse des données pluviométriques et le choix du type de loi d'ajustement .....	30
3.1.1 Analyse des données statistiques.....	30
3.2 Choix de la loi d'ajustement.....	33
3.2.1 Vérification de l'homogénéité de la série .....	Erreur ! Signet non défini.
3.2.2 Calcul des paramètres de la loi choisie et vérification de son adéquation .....	33
3.2.3 Interprétation des graphes .....	37
3.3 Calcul de l'intensité de période de retour de 10.....	37
Pluies de courte durée : .....	37
Conclusion.....	40
Introduction :.....	44
1 Calcul de base .....	44
1-1 Différents Systèmes D'évacuation .....	44
1-1-1 Système unitaire .....	44
1-1-2 Système séparatif.....	45
1-1-3 Système pseudo séparatif.....	45
1-2- Choix du système d'assainissement .....	45
1-3 Définition d'un schéma d'évacuation .....	46
1-4 Différents schémas d'évacuation .....	46
1-4-1 Schéma Perpendiculaire .....	46
1-4-2 Schéma par déplacement Latéral .....	47
1-4-3 Schéma à Collecteur Transversal ou Oblique .....	47
1-4-4 Schéma à Collecteur Etagé.....	47
1-4-4 Schéma Type Radial .....	48

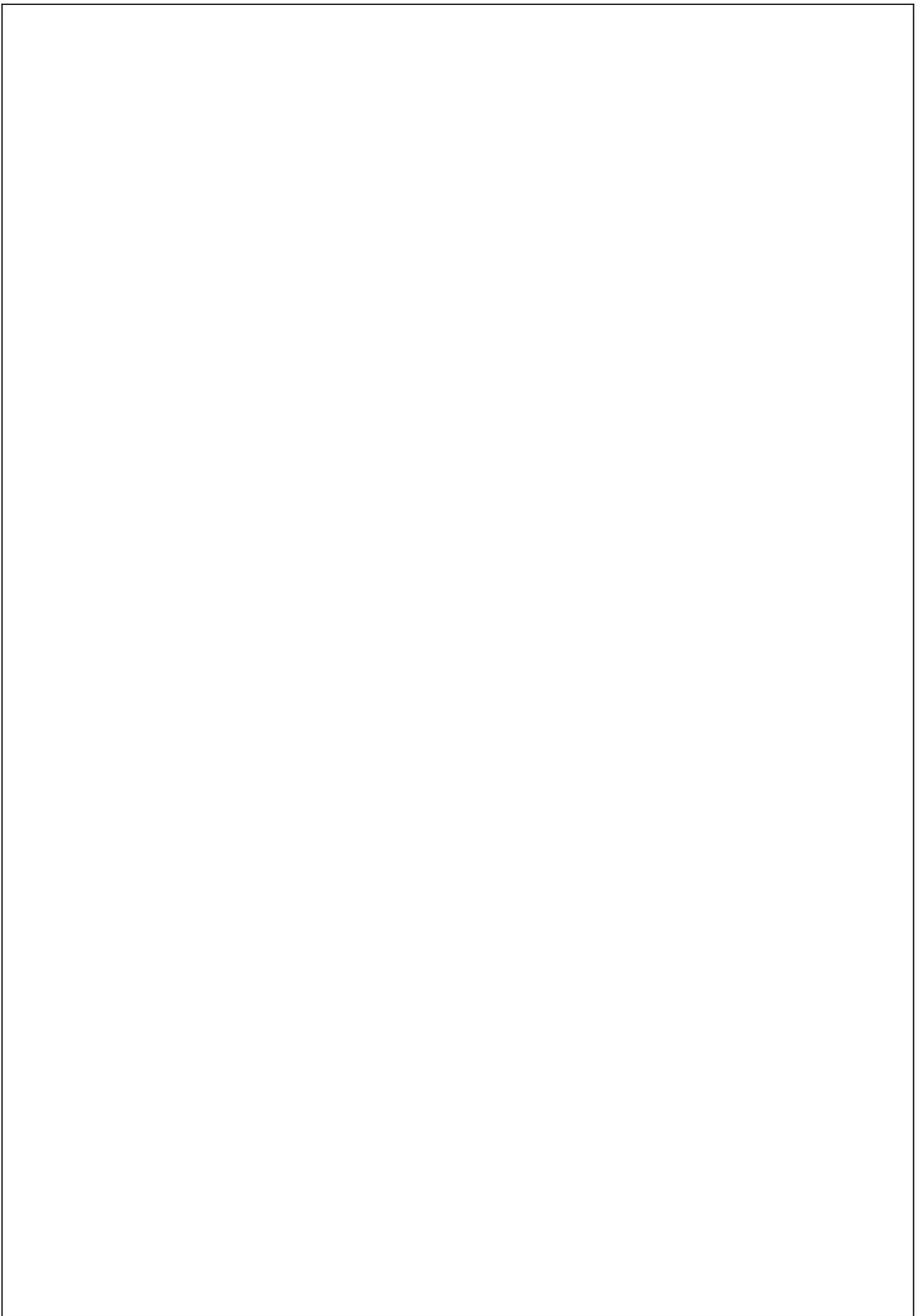
1-5 Choix du schéma du réseau d'évacuation .....	48
1-6 Découpage de l'aire d'étude en sous bassins élémentaires .....	49
1-7 Situation démographique.....	49
2 Evaluation des débits des eaux usées et pluviales.....	52
2-1 Evaluation des débits des eaux usées .....	52
2-1-1 Nature des eaux usées à évacuer .....	52
2-1-2 Estimation des débits moyens journaliers des eaux usées .....	54
Conclusion : .....	64
Introduction .....	66
1 Mode de calcul .....	66
Conclusion : .....	82
Introduction .....	84
1 Estimation des débits de rejets d'assainissement pour les différentes localités (horizon 2037): .....	84
2 Dimensionnement de la conduite (diamètre économique): .....	85
A) Tronçon "SR1 - RD5" (refoulement): .....	87
B) Tronçon "RD5 - SR2" (gravitaire): .....	87
C) tronçon : "SR2 - By-pass général (STEP) " refoulement: .....	87
3 Dimensionnement des stations de relevage SR1 et SR2 (volumes utiles):.....	91
3-1 Calcul du volume utile de SR1: .....	91
3-2 Calcul du volume utile de SR2: .....	91
4 Choix des pompes:.....	92
Conclusion : .....	92
Introduction .....	94
1 Détermination des différents volumes .....	94
1-1 Volumes des déblais des tranchées « $V_p$ ».....	94
a) Forme rectangulaire :.....	94
1-2 Volume du découvert « $V$ ».....	95
1-3 Volume occupé par le lit de pose « $V_{LP}$ ».....	95
1-4 Volume de la conduite « $V_c$ » .....	95
1-5 Volume d'eurobanque tamisée « $V_{e.t}$ » .....	95
1-6 Volume du remblai « $V_R$ » .....	96
2 Le coût du projet .....	97
Conclusion Générale .....	98

## **LISTE DES TABLEAUX**

<b>Tab. I-1 : Les équipements existant dans le secteur d'étude .....</b>	<b>7</b>
<b>Tab. I-2 : Coordonnées de la station de Seddouk.....</b>	<b>7</b>
<b>Tab. I-3 : Températures moyennes mensuelles.....</b>	<b>8</b>
<b>Tab. I-4 : Humidité relative moyenne.....</b>	<b>9</b>
<b>Tab. I-5 : Vitesse du vent .....</b>	<b>9</b>
<b>Tab. I-6 : Pluviométrie mensuelle de la région .....</b>	<b>9</b>
<b>Tab. II-1: caractéristiques et état de la conduite principale de la rive gauche.....</b>	<b>18</b>
<b>Tab. II-2:synthèse du diagnostic du regard.....</b>	<b>19</b>
<b>Tab. II-3: synthèse du diagnostic d'égout .....</b>	<b>20</b>
<b>Tab. II-4: synthèse du diagnostic du rejet.....</b>	<b>20</b>
<b>Tab.III-1 : Caractéristiques de la station pluviométrique.....</b>	<b>25</b>
<b>Tab.III-2 : Précipitations maximales journalières (Station de SEDDOUK).....</b>	<b>26</b>
<b>Tab.III-3 : Caractéristique de l'échantillon .....</b>	<b>27</b>
<b>Tab.III-4 : Vérification de l'homogénéité de la série par le test de MOOD.....</b>	<b>29</b>
<b>Tab.III-5 : ajustement des pluies maximales journalières à loi de GUMBEL .....</b>	<b>30</b>
<b>Tab.III-6 : Résultats d'ajuste ment à la loi de GUMBEL.....</b>	<b>32</b>
<b>Tab.III-7 : Résultat de l'ajustement à la loi de GALTON.....</b>	<b>33</b>
<b>Tab.III-8 : Pluies et intensités maximales de durée t (h) et de période retour 10ans .....</b>	<b>35</b>
<b>Tab.III-9 : Intensités et pluies correspond au temps (tc= 15 min) .....</b>	<b>35</b>
<b>Tab.IV-1 : surface des sous bassin de la zone d'étude .....</b>	<b>43</b>
<b>Tab.IV-2 : Répartition de la population et les équipements dans chaque sous bassin.....</b>	<b>43</b>
<b>Tab.IV-3 : Évaluation des débits d'eaux usées des équipements.....</b>	<b>45</b>
<b>Tab.IV-4 : Evaluation des paramètres équivalents d'un groupement de bassins .....</b>	<b>48</b>
<b>Tab.IV-5 : Calcul des débits pluviaux pour chaque S-B par la méthode rationnelle .....</b>	<b>50</b>
<b>Tab.IV-6 : Calcul du débit total pour chaque sous bassin.....</b>	<b>51</b>
<b>Tab.V-1 : calcul hydraulique de la conduite principale de la rive gauche.....</b>	<b>56</b>
<b>Tab.V-2 : calcul hydraulique de la conduite principale de la rive droite.....</b>	<b>61</b>
<b>Tab.V-3 : calcul hydraulique de la conduite principale de la rive d'eau usée.....</b>	<b>65</b>
<b>Tab.V-4 : calcul hydraulique de la conduite principale de la rive d'eau pluviale .....</b>	<b>68</b>
<b>Tab.VI-1 : evaluation des débits d'eaus usées de différentes localités.....</b>	<b>77</b>
<b>Tab.VI-2 : evaluation des débits de pointe.....</b>	<b>80</b>
<b>Tab.VI-3 : Calcul hydraulique des collecteurs principaux R1 .....</b>	<b>81</b>
<b>Tab.VII-8 : volumes de travaux .....</b>	<b>87</b>
<b>Tab.VII-9 :Determination du devis quantitatif et estimatif du projet.....</b>	<b>89</b>

## **LISTE DES FIGURES**

<b>Fig. I-1 : vue aérienne de la zone d'étude (Google maps) .....</b>	<b>4</b>
<b>Fig. II-1 : ajustement de la loi de GALTON .....</b>	<b>14</b>
<b>Fig. II-2 : ajustement de la loi de GUMBEL .....</b>	<b>15</b>
<b>Fig. II-3 : Courbe intensité-durée-fréquence .....</b>	<b>15</b>
<b>Fig. II-4 : Courbe intensité-durée-fréquence .....</b>	<b>15</b>



## Introduction générale

L'eau est un élément essentiel dans la vie de l'Homme, après l'avoir consommée et utilisée, elle est rejetée sous forme dégradée ce qu'on appelle communément l'eau usée. Pour assurer une meilleure protection de la santé publique, l'eau rejetée est collectée pour être évacuée loin de la l'agglomération.

Les Oueds d'Algérie sont devenus de véritables dépotoirs, en ce sens ils charrient toutes sortes de rejets liquides et solides. Ceci a eu pour incidence une dégradation de la qualité des eaux. Les apports d'eau aux Oueds constituent un danger pour la population comme c'est le cas de la région de Sidi Aich située dans la wilaya de Bejaïa.

Dans cet aspect ; notre étude est portée sur la région de Sidi-Aich et qui consiste à diagnostiquer le réseau d'assainissement dans cette ville et de dimensionner un collecteur d'amenée vers la STEP qui collectera tous les rejets des différentes localités avoisinantes en plus de Sidi-Aich, afin de protéger la santé humaine contre la propagation des maladies nocives qui peut résulter par les différents rejets, et éviter la pollution de l'Oued Soummam, par ces rejets. Ce collecteur sera relié à deux stations de relevage qui permettront d'évacuer l'eau usée vers la STEP afin de diminuer la pollution de l'oued.

Pour bien mener cette étude nous avons scindé notre travail en sept (7) chapitres :

- Présentation générale de la zone d'étude
- Présentation du réseau existant et des différents ouvrages annexes
- Etude hydrologique
- Calcul de base et évaluation des débits
- Calcul hydraulique et redimensionnement des parties vulnérables du réseau existant (sauf le système séparatif)
- Dimensionnement du collecteur d'amenée vers la STEP
- Devis quantitatif et estimatif du projet

**Liste des planches :**

**Planche 01 :** Plan de masse

**Planche 02 :** Plan du réseau d'assainissement de SIDI AICH

**Planche 03 :** Plan du nouveau réseau d'assainissement de SIDI AICH

**Planche 04 :** Plan du collecteur d'amenée vers la STEP

**Planche 05 :** Profil en long du collecteur d'amenée vers la STEP

# Chapitre I :

## Présentation générale du secteur d'étude

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

### **Introduction**

Chaque site dépendant d'un système de drainage ou de collecte, qu'il s'agisse d'un bassin versant, d'un espace libre ou d'une zone d'extension à raccorder à l'existant, présente des spécificités. L'étude du site constitue un volet très important et prépondérant dans les projets d'assainissement de la zone d'étude.

D'où l'intérêt d'une analyse fine des sites à travers les différents contextes.

### **1. La situation géographique de la wilaya de Bejaia**

La wilaya de Bejaïa est située au nord de l'Algérie, dans la région de la Kabylie. Elle est délimitée :

- Les wilayas de Tizi-Ouzou et Bouira à l'Ouest ;
- Les wilayas de Bouira et Bordj-Bou-Argeridj au Sud ;
- Les wilayas de Sétif et Jijel à l'Est;
- La mer Méditerranée au Nord.

Elle s'étend sur une superficie de 3 268 Km<sup>2</sup>.

### **2. Délimitation géographique de la zone d'étude**

La présente étude concerne la région de Sidi Aich, elle est située à environ quarante-trois (43) kilomètres au sud de Béjaïa sur les deux rives de la Soummam (fig.I.1).

Elle est délimitée par :

- Au Nord par la commune Timezrit Fenaia Ilematen.
  - A l'Est par la commune de Sidi Ayad.
  - A l'Ouest par la commune de Tinabdhar.
  - Au Sud par les communes de Leflaye, Souk-Oufellaa et Chemini. (source : ONA)
- La superficie de la commune de Sidi Aich est approximativement de **770 ha**.



**Fig.I.1** : carte représentant la région de Sidi-Aich

### 3. Les données naturelles du site

#### 3.1. Démographie

La région de Sidi Aich a connu une augmentation de la population due essentiellement aux extensions et à de nouveaux programmes de logements projetés. Le nombre d'habitants est passé de 3849 en 1997 à 16986 en 2017, soit un taux d'accroissement moyen de 2.07 %. La densité moyenne de la population est d'environ 2206 hab/km<sup>2</sup>.

### 3.2. Topographie

La région de Sidi-Aich se situe dans une latitude de 36° 36' 47'' Nord et une longitude de 4° 41' 18'' Est et a une altitude qui varie entre 80 et 600 m.

Le tissu urbain est plus concentré sur le centre comme nous le montre la figure ci-dessous :

#### **Relief :**

La région de Sidi-Aich comprend deux milieux naturels distincts : la partie basse de la vallée de la Soummam (80 à 100 m d'altitude) et sur ses rives, les versants de montagnes qui s'élèvent jusqu'à environ 600 m d'altitude à la limite communale.

Sur les deux rives les pentes sont pour la majeure partie fortes. Les terrains de moins de 25% de pente sont peu nombreux à part au fond de la vallée.

Les cours d'eaux intermittentes ont creusé des ravins nombreux, les plus importants sont sur la rive gauche qui constitue une limite naturelle importante et qui débouche sur la Soummam à la sortie Sud du chef-lieu par la RN 26. (Source : ONA)

Les fortes pentes et plusieurs sources ont contribué à un degré de ravinement important, qui rend l'occupation humaine des terrains plus difficile.

### 3.3. Géologie

#### **Sols :**

La géologie étudie la nature du sol, qui détermine le mode de réalisation des tranchées et les engins à utiliser. Le sol de la région de Sidi Aich se caractérise par :

- ✓ Alluvions grises au fond de la vallée ;
- ✓ Sur la rive droite, prédominent les sols rouges brunifiés et qui sont arables;
- ✓ Sur la rive gauche plus en aval, on trouve des sols bruns.

#### **Litostratigraphie :**

On distingue trois unités différentes :

- Le sillon de la Soummam
- Les versants de la rive gauche de la Soummam, qui sont formés au Sud-Ouest de la nappe du flysch et au Nord-Est, on trouve une formation du Crétacé supérieur, le long de la crête (qui est en même temps la limite communale vers la commune d'Akfadou)
- Les versants de la rive droite sont des formations de Crétacé inférieur (néanmoins à Albien)

### 3.4. Sismicité

L'épicentre le plus proche d'une des principales secousses dans la wilaya de Bejaia se situe à plus de 30 km au Sud-ouest de Sidi-Aich près du djebel guergour. (Source : ONA)

### 3.5. Situation climatique

La région de Sidi Aich a un climat méditerranéen sub-humide, caractérisé par une saison sèche de la mi-Juin à la mi-Novembre, et des courtes périodes de sub-sécheresse entre ces deux périodes.

Les masses d'air humide venant du littoral déchargent leurs poids des précipitations en contact avec l'air froid des montagnes de sorte que sur la rive gauche de la région la pluviométrie varie de 700 à 900 mm par an. Sur la rive droite, la pluviométrie varie de 700 à 800 mm par an. La gorge au sud du chef-lieu et les crêtes de la rive droite représentent une barrière à la pénétration de l'air humide vers le Sud Ouest, de sorte que dans la partie Sud de la région la quantité des précipitations diminuent, il n'y a que 650 mm par an.

Les vents dominants sont ceux qui pénètrent le long de la vallée à partir du littoral. Ils sont humides et frais en hiver, du Sud souffle le sirocco surtout en été. Une brise fraîche se fait sentir sur les versants, d'autant plus qu'il s'agit des endroits exposés (crêtes, limites des bassins versants), quand au fond de la vallée l'air est stationnaire.

Dans la vallée les hivers sont doux, les étés sont chauds.

Pour une estimation climatique convenable, nous avons choisi la station pluviométrique existante qui convient mieux pour notre aire d'étude, Nous avons pris les données de la station de SEDDOUK.

Les coordonnées de la station sont représentées dans le tableau I-2.

**Tab. I-2 : coordonnées de la station de SEDDOUK.**

Nom de station	SEDDOUK
X (Km)	678.05
Y (Km)	362.15
Z (m)	370

Source: ONM mars 2017

### 3.5.1. Climat

Le climat et, surtout, la température influent sur la consommation d'eau potable. D'où il est impératif de bien dimensionner les collecteurs et les autres ouvrages. La région de Sidi aich est caractérisée par un climat méditerranéen subhumide caractérisé par une saison sèche de la mi-juin à la mi-novembre, et des courtes périodes de sub-sécheresse entre ces deux périodes.

### 3.5.2. Température

On remarque que la température diminue pendant les trois mois d'hiver (Décembre, Janvier, Février) et atteint le minimum de 12,5°C en Janvier, elle augmente pendant les trois mois d'été (Juin, Juillet, Aout) et atteint le maximum de 27,46°C en Aout.

Le tableau I-2 nous donne un aperçu sur la variation des températures durant l'année (en C°) :  
(Tab.I.3)

**Tab. I-3 : températures moyennes mensuelles.**

Température	Sept	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mar	Avri	Mai	Juin	Juil	Aou
Moy-max C°	28.1	25.4	21.1	18	16.7	17.1	19.34	20.4	23.26	27.19	29.22	30.2
Moy-min C°	19.38	16.34	12.23	10.12	7.8	7.2	9.4	10.65	14.56	18.38	20.78	22.35
Moyenne C°	24.77	21.27	16.81	14.26	12.5	13.7	15.44	16.72	20.23	24	26.18	27.46

Source: ONM mars 2017

### 3.5.3. Humidité

Les pourcentages d'humidité varient entre 72 et 79 % au cours de l'année.

La moyenne minimale a été enregistrée le mois de juillet avec une valeur de 72,7 % et la maximale au mois de Mai avec une valeur de 78,5%.

**Tab. I-4 : Humidités relatives moyennes.**

Mois	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Jui	Juil	Aou
Humidité (%)	75.4	74.2	76.3	75.5	74.9	77	76.8	78.2	78	77	72.7	75.5

Source : ONM mars 2017

**3.5.4. Vents**

Les vents dans cette région sont calmes et soufflent avec une intensité annuelle moyenne enregistrée de 2,83 m/s.(Tab.I.5)

**Tab. I-5 : Vitesse des vents.**

Vent (m/s)	Sept	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Jui	Aout
Maximale	2.49	2.7	3.08	3.21	2.98	3.1	2.84	3	2.62	2.7	2.62	2.67

Source: ONM mars 2017

**3.5.5. Pluviométrie**

L'étude des précipitations joue un rôle très important pour le choix du type de réseau d'assainissement à adopter. Elle nous donne aussi une idée sur la nécessité de projection des ouvrages spéciaux comme les déversoirs d'orages ou encore des canaux pour eau pluviale servant de protection pour l'agglomération contre des inondations. Le tableau I-6 nous donne un aperçu sur la pluviométrie de la région durant la période 1970-2010 (en mm).

**Tab. I-6 : pluviométrie mensuelle de la région.**

Mois	Sept	oct	nov	dec	jan	fev	mar	avril	mai	Juin	juil	aout
Pluio métrie (mm)	69.369	57.59	96.32	60.93	128.03	84.7	39.68	71.64	38.04	14.2	12.52	11.36

Source: ONM mars 2017

D'après ce tableau on remarque que la valeur maximale des précipitations est enregistrée au mois de Janvier (128,03 mm), tandis que le minimum est atteint au mois d'Aout (11,36 mm).

La hauteur des pluies annuelles est de 624.059 mm.

**3.7. Hydrographie**

Oued Soummam est le principal collecteur des eaux superficielles de la région, il présente un écoulement permanent et se jette dans la baie de Béjaïa. Il divise la région de Sidi Aich en deux rives. Sur sa rive gauche, l'oued Soummam reçoit de nombreux affluents (Ighzeran) qui sont :

- ✓ Ighzer Bou-Haddad
- ✓ Targa Ouada
- ✓ Ighzer Oukhendouk
- ✓ Ighzer Bouzemane
- ✓ Targa Tasgounfous
- ✓ Ighzer Maala

Au niveau de la rive droite, un seul affluent existe Ighzer N'Chbib.

La géomorphologie de la région de Sidi- Aich impose sa subdivision en 18 sous bassins versants (BV) sillonnées par 18 cours d'eau, à écoulement temporaire. (Source : ONA)

#### **4. Situation hydraulique**

##### **4.1. Réseau d'assainissement**

La région de Sidi-Aich est située dans la partie centrale de la vallée de la Soummam. Les réseaux des deux rives sont indépendants.

La ville de Sidi-Aïch est pourvue de réseaux d'assainissements dans pratiquement tout son ensemble. Le réseau est relativement ancien à l'exception de celui de la Zone d'Habitation Urbanisée Nouvelle (ZHUN).

Il existe deux types de réseaux :

- réseau séparatif au niveau de la ZHUN,
- Réseau unitaire localisé dans les parties restantes de la ville (dans les deux rives).

Les réseaux d'assainissements sont répartis comme suit :

Les rejets d'eaux usées au nombre de quatre (4) se font directement dans l'oued Soummam sans ouvrages à leurs exutoires, les collecteurs sont disposés à même le sol.

#### **Conclusion**

Dans ce chapitre nous avons décrit les différents paramètres géomorphologiques qui composent la région d'étude à savoir : la topographie et l'hydrographie, ainsi nous avons donné une brève description sur la démographie, la climatologie et la géologie. Ces données nous serviront pour entamer notre étude du projet.

**Chapitre II :**  
**Présentation du réseau existant et de  
ses différents ouvrages annexes**

## **Chapitre II : Présentation du réseau existant et des différents ouvrages annexes**

### **Introduction**

Les diagnostics d'assainissement sont des études préalables ou complémentaires d'aide à la décision qui ont pour but de dresser un bilan actuel de fonctionnement des systèmes d'assainissement collectif, d'éliminer le maximum d'eaux parasites, de mettre en place les améliorations nécessaires au bon fonctionnement des systèmes d'assainissement et d'établir un programme des travaux à mettre en place.

Le diagnostic est donc nécessaire pour chaque réseau parce qu'il permet de détecter les défauts et dysfonctionnements et estimation de leurs éventuels impacts.

### **1. Généralités**

Un système d'évacuation est l'ensemble d'ouvrages permettant la collecte et l'évacuation des eaux usées domestiques et industrielles hors de l'agglomération vers un point précis (STEP, oued...), il doit répondre aux exigences suivantes :

- Préserver la commodité et la qualité de vie des citoyens ainsi que leur santé ;
- Ne pas porter atteinte à la qualité de la ressource en eau ni à celle des milieux aquatiques ;
- Limiter les risques liés aux inondations.

#### **1.1. Les types de diagnostic**

##### **a/Diagnostic fonctionnel**

Basé sur l'efficacité hydraulique (débits et flux polluants), il porte sur le transfert sans perte ni dégradation des effluents collectés.

##### **b/Diagnostic structurel**

Basé sur l'état de la structure, il porte sur la pérennité des ouvrages et les dommages éventuels susceptibles d'être entraînés par leur ruine. Ce diagnostic concerne les regards, déversoirs, et postes de relèvement ou le tronçon de collecteur (défini par deux regards consécutifs).

Ces deux types de diagnostic sont très liés, en effet ils sont complémentaires puisque des problèmes hydrauliques peuvent avoir des conséquences sur la structure, et inversement.

### **1.2 La méthodologie d'une étude de diagnostic**

La méthodologie d'une étude de diagnostic est présentée sur cinq grandes phrases.

#### **Pré diagnostic**

Dans la phase initiale, après un recueil des données, un examen des réseaux, des ouvrages, au besoin un levé topographique complémentaire des points caractéristiques, il convient d'effectuer une mise à jour de la cartographie des patrimoines et des informations associées, une définition des débits et charges théoriques à partir des consommations d'eau, du recensement de la population et des industries présentes. Ce pré-diagnostic est destiné à découvrir les points faibles du système d'assainissement et à appréhender la sensibilité des milieux récepteurs.

#### **Reconnaissance approfondie**

Sur la base d'une pré-modélisation des espaces, des collecteurs et des ouvrages, de campagnes de mesures in situ des charges hydrauliques et polluantes, dont l'objectif est l'évaluation des flux, des conditions d'écoulements et de déversement dans le milieu naturel, cette deuxième phase aboutit à des profils de pollution par temps sec et par temps de pluie et conclut sur des bilans débit-pollution.

#### **Etude fonctionnelle des bassins versants élémentaires**

La troisième phase nécessite en général des investigations complémentaires sur les tronçons suspects, des inspections diurnes et nocturnes de détection de détection des eaux claires parasites, le prolongement éventuel des mesures. Elle requiert l'application des modèles hydrologiques, hydrauliques, éventuellement de qualité et de simulation des fonctionnements, pour mettre en évidence des solutions techniques et économiques réalistes, aptes à assurer l'amélioration de la qualité sanitaire et maîtriser à terme l'incidence des projets d'urbanisation.

#### **Conception de la nouvelle structure d'assainissement**

La quatrième phase comprend des dispositions de réhabilitation, de restructuration et d'extension.

D'autres dispositions particulières sont à étudier, telles les rétentions de pollution, les traitements spécifiques aux eaux pluviales déversées par le réseau unitaire, les rejets de station d'épuration, l'automatisation des organes de régulation de certaines installations. Les propositions retenues font l'objet d'un programme hiérarchisé des investissements en regard des critères d'exploitation.

### **Conclusion et permanence du processus d'étude**

Dans cette dernière phase, le processus d'étude est à conforter par une gestion informatisée et par une application prototype automatisée de la structure principale du système d'assainissement.

En résumé, le processus consiste à prendre en compte la situation actuelle de l'assainissement à étudier précisément les fonctionnements et dysfonctionnements, pour concevoir les solutions d'amélioration grâce à la mise en place d'outils permanents de gestion.

### **1.3 Examen préalable des réseaux et des ouvrages**

L'expérience et les problèmes particuliers rencontrés lors d'études de diagnostic permettent de préciser que les principales difficultés sont relatives :

- A l'accessibilité au réseau, aux tampons non apparents, anciens réseaux non visitables ou dalot oubliés, ces derniers pouvant être responsables des intrusions d'eaux claires ou pertes de pollution ;
- A la faiblesse du taux de raccordement dans les secteurs anciens équipés de fosses fixes ou autres installations obsolètes dont la recherche et la mise en conformité peuvent s'avérer difficiles ;
- Aux rejets directs permanents dans le milieu récepteur qui peuvent représenter un pourcentage important des flux épurés déversés par temps sec par la station d'épuration ;
- Aux réseaux de capacité insuffisance, débordement fréquemment avec des mises en charge en cascade, recevant de nouveaux raccordements et des extensions anarchiques qui viennent aggraver une situation déjà limitant.

La reconnaissance initiale des réseaux et des ouvrages est à mener, avec l'aide des services d'exploitation, sur l'ensemble des réseaux, de manière à bien connaître le patrimoine, à effectuer un examen exhaustif des ouvrages où se posent des problèmes et où l'assainissement est défaillant. Elle consiste à :

- Coordonner les informations disponibles, exploiter les observations du service d'exploitation complétées par des visites in situ ;
- Contrôler les sites préalablement

## **2. État du système d'évacuation existant de la commune de Sidi aich**

La ville de Sidi-Aich est située dans la partie centrale de la vallée de la Soummam. Celle-ci partage la ville en deux rives, la rive gauche est assainie par un réseau d'assainissement du type séparatif, et un réseau unitaire collectant toutes les eaux usées et pluviales de la rive droite.

### **2.1 État des collecteurs**

A cause du manque d'entretien, l'état des collecteurs est mauvais ; en particulier dans le réseau unitaire, où le débit est très faible à temps sec. Il y a automatiquement décantation et dépôt d'éléments solides qui réduisent les diamètres des collecteurs.

**Le collecteur 60** (EU2.60) de diamètre de 1000 mm assurant l'assainissement de la cité Aissani présente certaines parties obstruées, surtout dans sa partie amont. Actuellement, les eaux usées remontent à la surface et dégagent des mauvaises odeurs.

**Le collecteur 33** (EU2.33) assurant l'assainissement d'une grande partie de la rive gauche de la région (CW 173), prend naissance à partir de l'hôpital pour se brancher au collecteur primaire (EU2.26) ; il présente un problème de profondeur.

**Le collecteur 18** (EU2.18) assurant l'assainissement du quartier des Cavaliers se branche actuellement au collecteur 18 au niveau de la RN 26.

**Les collecteurs 42 (A.E.U.) et EP1.17 (D.E.P.)** de diamètre de 800 mm assurant l'assainissement de la Z.H.U.N. présentent un certain affaissement au niveau du groupement de la gendarmerie.

**Chapitre II : Présentation du réseau existant et de ses différents  
Ouvrages annexes**

**Tableau II-1 : Caractéristiques et l'état de la conduite principale rive gauche**

Tronçon		Ctam	Cpam	Ctav	Cpav	Distance	Matériau utilisé	ks	I (%)	Dext	Observations
		(m)	(m)	(m)	(m)	(m)				(mm)	
N58	N59	95.26	94.48	93.36	93.48	67.20	C.O	70	0.002	1000	Conduite en bon état
N59	N60	94.48	95.07	93.28	93.87	37.98	C.O	70	0.016	600	Conduite en bon état
N60	N61	95.07	95.62	93.87	94.42	33.64	C.O	70	0.016	600	Conduite en bon état
N61	N62	95.62	96.34	94.42	95.14	15.70	C.O	70	0.045	500	Conduite en bon état
N62	N63	96.34	97.26	95.14	95.36	22.86	C.O	70	0.010	800	Conduite en bon état
N63	N54	97.26	98.54	96.06	96.64	47.25	C.O	70	0.012	800	Conduite en bon état
N58	N59	95.26	94.48	93.36	93.48	67.20	C.O	70	0.002	1000	Conduite en bon état
N59	N60	94.48	95.07	93.28	93.87	37.98	C.O	70	0.016	600	Conduite en bon état
N60	N61	95.07	95.62	93.87	94.42	33.64	C.O	70	0.016	600	Conduite en bon état
N61	N62	95.62	96.34	94.42	95.14	15.70	C.O	70	0.045	500	Conduite en bon état
N62	N63	96.34	97.26	95.14	95.36	22.86	C.O	70	0.010	800	Conduite en bon état
N63	N54	97.26	98.54	96.06	96.64	47.25	C.O	70	0.012	800	Conduite en bon état
N74	N75	96.52	96.63	95.32	95.43	11.30	C.O	70	0.010	1000	Conduite en bon état
N75	N58	96.63	95.26	93.63	94.26	19.02	C.O	70	0.033	800	Conduite en bon état
N115	N116	98.98	99.45	96.48	98.25	86.33	C.O	70	0.020	1000	Conduite en bon état
N116	N117	99.45	100.06	96.95	99.06	23.15	C.O	70	0.091	800	Conduite en bon état
N117	N118	100.06	100.72	97.86	99.52	16.93	C.O	70	0.098	800	Conduite en bon état
N118	N119	100.72	99.29	97.92	98.09	27.66	C.O	70	0.006	1200	Conduite en bon état
N119	N120	99.29	98.24	96.79	97.24	74.10	C.O	70	0.006	1200	conduite à rénover
N120	N74	98.24	96.52	95.24	95.32	14.13	C.O	75	0.006	1200	conduite à rénover
N143	N144	96.88	97.38	94.98	96.18	17.91	C.O	75	0.067	800	conduite à rénover
N144	N145	97.38	98.30	95.48	97.10	26.40	C.O	75	0.061	800	conduite à rénover
N145	N115	98.30	98.98	96.40	97.78	35.73	C.O	75	0.039	800	conduite à rénover
N147	N143	94.78	96.88	92.28	95.88	87.71	C.O	75	0.041	1000	conduite à rénover
N153	N154	92.24	92.47	89.74	91.47	45.49	C.O	75	0.038	1200	conduite à rénover
N154	N155	92.47	93.99	89.97	92.99	1.26	C.O	75	0.924	600	Conduite en bon état

**Chapitre II : Présentation du réseau existant et de ses différents  
Ouvrages annexes**

N155	N147	93.99	94.78	91.49	93.78	51.07	C.O	75	0.045	1200	Conduite en bon état
N166	N167	92.03	92.18	89.23	91.18	19.58	C.O	75	0.100	1200	Conduite en bon état
N74	N75	96.52	96.63	95.32	95.43	11.30	C.O	70	0.010	1000	Conduite en bon état
N75	N58	96.63	95.26	93.63	94.26	19.02	C.O	70	0.033	800	Conduite en bon état
N115	N116	98.98	99.45	96.48	98.25	86.33	C.O	70	0.020	1000	Conduite en bon état
N116	N117	99.45	100.06	96.95	99.06	23.15	C.O	70	0.091	800	Conduite en bon état
N117	N118	100.06	100.72	97.86	99.52	16.93	C.O	70	0.098	800	Conduite en bon état
N118	N119	100.72	99.29	97.92	98.09	27.66	C.O	70	0.006	1200	Conduite en bon état
N119	N120	99.29	98.24	96.79	97.24	74.10	C.O	70	0.006	1200	conduite à rénover
N120	N74	98.24	96.52	95.24	95.32	14.13	C.O	75	0.006	1200	conduite à rénover
N143	N144	96.88	97.38	94.98	96.18	17.91	C.O	75	0.067	800	conduite à rénover
N144	N145	97.38	98.30	95.48	97.10	26.40	C.O	75	0.061	800	conduite à rénover
N145	N115	98.30	98.98	96.40	97.78	35.73	C.O	75	0.039	800	conduite à rénover
N147	N143	94.78	96.88	92.28	95.88	87.71	C.O	75	0.041	1000	conduite à rénover
N153	N154	92.24	92.47	89.74	91.47	45.49	C.O	75	0.038	1200	conduite à rénover
N154	N155	92.47	93.99	89.97	92.99	1.26	C.O	75	0.924	600	Conduite en bon état
N155	N147	93.99	94.78	91.49	93.78	51.07	C.O	75	0.045	1200	Conduite en bon état
N166	N167	92.03	92.18	89.23	91.18	19.58	C.O	75	0.100	1200	Conduite en bon état
N167	N168	92.18	92.39	89.38	91.39	19.42	C.O	75	0.104	1200	Conduite en bon état
N168	N169	92.39	93.62	89.39	92.62	10.38	C.O	75	0.311	1000	Conduite en bon état
N169	N153	93.62	92.24	91.12	91.24	41.73	C.O	75	0.003	2000	Conduite en bon état
N231	N232	89.95	90.53	87.95	89.33	15.25	C.O	75	0.090	1500	Conduite en bon état
N232	N233	90.53	90.96	88.03	89.96	34.84	C.O	75	0.055	1500	Conduite en bon état
N233	N234	90.96	91.01	89.06	89.81	159.60	C.O	75	0.005	2000	Conduite en bon état
N234	N235	91.01	90.84	89.11	89.64	53.05	C.O	75	0.010	2000	Conduite en bon état
N235	N236	90.84	91.21	89.64	90.01	85.10	C.O	75	0.004	2000	Conduite en bon état
N236	N237	91.21	91.33	89.31	90.13	74.84	C.O	75	0.011	2000	Conduite en bon état
N237	N238	91.33	92.25	90.13	90.35	31.73	C.O	75	0.007	2000	Conduite en bon état
N238	N239	92.25	92.59	91.05	91.39	75.40	C.O	75	0.005	2000	Conduite en bon état
N239	N166	92.59	92.03	90.09	90.83	158.61	C.O	75	0.005	2000	Conduite en bon état

**Chapitre II : Présentation du réseau existant et de ses différents  
Ouvrages annexes**

**Tableau II-2 : Caractéristiques et l'état de la conduite principale rive droite**

Tronçon		Ctam	Cpam	Ctav	Cpav	Distance	Matériau utilisé	ks	I (%)	Dext	Observations
		(m)	(m)	(m)	(m)	(m)				(mm)	
N606	N607	106.26	109.44	104.26	108.44	43.55	C.O	70	0.096	1000	Conduite en bon état
N607	N608	109.44	111.49	106.94	110.49	35.90	C.O	70	0.099	1000	Conduite en bon état
N608	N609	111.49	112.19	108.39	111.19	14.81	C.O	70	0.189	1000	Conduite en bon état
N609	N610	112.19	113.54	110.29	112.34	13.19	C.O	70	0.156	1000	Conduite en bon état
N610	N611	113.54	116.55	111.64	115.35	22.69	C.O	70	0.164	1000	Conduite en bon état
N611	N612	116.55	116.80	114.65	115.60	53.80	C.O	70	0.018	1500	Conduite en bon état
N612	N613	116.80	116.68	114.90	115.48	5.17	C.O	70	0.112	1000	Conduite en bon état
N613	N614	116.68	117.43	114.78	116.23	5.30	C.O	70	0.274	800	Conduite en bon état
N614	N615	117.43	119.18	115.53	117.98	9.94	C.O	70	0.246	800	Conduite en bon état
N615	N616	119.18	119.95	117.28	118.75	19.93	C.O	70	0.074	1200	Conduite en bon état
N616	N617	119.95	122.61	118.05	121.41	37.03	C.O	70	0.091	1000	Conduite en bon état
N617	N618	122.61	124.67	120.51	123.67	80.65	C.O	70	0.039	1200	Conduite en bon état
N618	N619	124.67	123.13	122.07	122.13	13.24	C.O	70	0.005	1800	conduite à rénover
N619	N620	123.13	124.04	121.23	122.84	19.30	C.O	75	0.083	1000	conduite à rénover
N620	N621	124.04	127.66	121.54	126.66	55.54	C.O	75	0.092	1000	conduite à rénover
N621	N622	127.66	127.67	124.76	126.47	34.66	C.O	75	0.049	1200	conduite à rénover
N622	N623	127.67	130.26	124.77	129.06	24.42	C.O	75	0.176	1000	conduite à rénover
N623	N624	130.26	130.24	127.06	129.24	24.55	C.O	75	0.089	1000	conduite à rénover
N624	N625	130.24	130.85	128.34	129.65	46.93	C.O	75	0.028	1200	conduite à rénover
N625	N626	130.85	136.12	128.95	134.92	80.04	C.O	75	0.075	1000	Conduite en bon état
N626	N627	136.12	139.17	134.22	137.97	51.81	C.O	75	0.072	1200	Conduite en bon état
N627	N628	139.17	143.09	135.67	142.09	45.92	C.O	75	0.140	1000	Conduite en bon état
N628	N629	143.09	151.55	140.19	150.35	111.33	C.O	75	0.091	1000	Conduite en bon état
N629	N630	151.55	153.79	149.65	152.59	39.79	C.O	75	0.074	1000	Conduite en bon état
N630	N631	153.79	156.80	151.89	155.60	46.22	C.O	75	0.080	1000	Conduite en bon état
N631	N632	156.80	159.98	154.90	158.78	63.49	C.O	75	0.061	1200	Conduite en bon état

**2.2. Etat des regards**

La négligence abusive dans le domaine d’entretien et de maintenance a rendu une partie des regards dans le secteur d’étude dans un état non distinguable car ils sont recouverts par les chaussées, et l’accumulation des débris sableux, et des ordures publiques dans les regards non abrités. Les tableaux suivants démontrent l’état des regards des différents quartiers de notre zone d’étude.

**Tableau II-3 : Synthèse du diagnostic des regards**

Quartier	Illustration	Observations
		<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Regard totalement bouché ;</li> <li>▪ La dalle est détériorée ;</li> <li>▪ Tampon inexistant ;</li> <li>▪ Génie civil en mauvais état.</li> </ul>
<p>Quartier Olivier</p>		<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Tampon inexistant ;</li> <li>▪ Présence de dépôts et de pierres ;</li> <li>▪ La dalle est endommagée ;</li> <li>▪ Echelle inexistante ;</li> </ul>
		<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Absence du tampon ;</li> <li>▪ Présence de dépôts et de pierres et des déchets solides;</li> <li>▪ La dalle est totalement détériorée ;</li> <li>▪ Le regard est totalement envasé.</li> </ul>

Tableau II-3 : Synthèse du diagnostic des regards (Suite)

Quartier	N° de regard	Illustration	Observations
Quartier Imadalou	R532		<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Absence du tampon ;</li> <li>▪ La dalle est goudronnée ;</li> <li>▪ L'accès est difficile à ce regard.</li> </ul>
	R450		<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Regard est complètement envasé ;</li> <li>▪ Tampon inexistant ;</li> <li>▪ L'accès est impossible.</li> </ul>
Quartier Ainouche	R427		<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Tampon inexistant ;</li> <li>▪ Dépôt est important ;</li> <li>▪ Regard sans tampon ;</li> <li>▪ Génie civile en bon état ;</li> <li>▪ La dalle en bon état ;</li> <li>▪ L'échelle en bon état.</li> </ul>

	R604		<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Regard sans tampon ;</li> <li>▪ La dalle est en mauvais état ;</li> <li>▪ Présence énorme de dépôt ;</li> <li>▪ Présence des troncs d'arbre;</li> <li>▪ Génie civile en mauvais état.</li> </ul>
--	------	---	---

Tableau II-3 : Synthèse du diagnostic des regards (Suite)

Quartier	Illustration	Observations
Quartier Ainouche		<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Tampon inexistant ;</li> <li>▪ La dalle en fonte a été décalée.</li> <li>▪ Présence des troncs d'arbre et des feuilles des arbres qui bouchent le regard.</li> <li>▪ Présence énorme de dépôt qui gêne</li> <li>▪ L'écoulement des eaux.</li> </ul>
		<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ En temps sec les conduites sont presque remplies ;</li> <li>▪ Présence de dépôts ;</li> <li>▪ Odeur insupportable ;</li> <li>▪ Absence d'orifice dans le tampon pour le dégagement des gaz et l'aération du regard;</li> <li>▪ Présence des collecteurs de service pénétrant jusqu'à l'intérieur du regard</li> </ul>
Quartier de la Daira		<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Odeur insupportable ;</li> <li>▪ Présence du collecteur de service pénétrant jusqu'à l'intérieur du regard</li> <li>▪ L'échelle en mauvais état ;</li> <li>▪ En temps sec les conduites sont presque remplies.</li> </ul>

		<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Regard sans tampon, envasé en moitié ;</li> <li>▪ Odeur insupportable ;</li> <li>▪ Présence de dépôts ;</li> <li>▪ La dalle inexistante ;</li> <li>▪ Absence de l'échelle.</li> </ul>
--	---	--

### **2.3. Etats des bouches d'égout**

D'après notre visite sur les lieux on a remarqué que les bouches d'égout existantes sont envasées par la terre et le déchet solide. Cela est dû à l'absence de l'aménagement des trottoirs, ainsi que l'absence totale d'entretien et de travaux de nettoyage. Les tableaux suivants représentent l'état des bouches d'égout dans notre secteur d'étude.

Tableau II-4: Synthèse du diagnostic des bouches d'égout (Suite)

Quartier	Illustration	Observation
Quartier frères Ben Nacer		<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ une bouche d'égout type absorption par haut installé comme bouche d'égout type latérale.</li> </ul>
		<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ La grille est en bon état ;</li> <li>▪ Bouche d'égout envasée avec la présence de déchet solide et de sable au fond et à l'extérieur.</li> </ul>
	 <p data-bbox="600 1917 751 1951" style="text-align: center;">18/08/2017</p>	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ La grille est en bon état ;</li> <li>▪ Bouche d'égout envasée avec la présence de feuilles d'arbres mortes au fond.</li> <li>▪ Présence de sable dans le fosse qui gêne l'écoulement des eaux.</li> </ul>

Tableau II-4: Synthèse du diagnostic des bouches d'égout (Suite)

Quartier	Illustration	Observation
Quartier Aissani		<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Génie civil en mauvais état ;</li> <li>▪ Grille inexistante;</li> <li>▪ Obturation de la bouche d'égout par les pierres et le déchet solide</li> </ul>
		<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Grille inexistante ;</li> <li>▪ Présence des herbes proche de la bouche d'égout qui gênent l'écoulement des eaux ;</li> <li>▪ Stagnation des eaux au niveau de cette bouche d'égout .</li> </ul>
		<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ La grille est en bon état ;</li> <li>▪ Obturation de la bouche d'égout par les pierres et le déchet solide ;</li> <li>▪ Presque totalement enterrée par une couche de goudron .</li> </ul>

**3. Rapport de l'expertise**

D'après l'analyse des plans et des pièces graphiques fournies, consolidées par des sorties sur le terrain ; les principales remarques constatées dans le réseau d'assainissement existant de la commune de Sidi-Aich sont :

- Colmatage, absence ou insuffisance des bouches d'égout dans plusieurs endroits.
- Le vol des grilles de bouches d'égout ainsi que des tampons.
- Surélévation des regards par rapport au niveau des trottoirs,
- Mauvais emboitement des tampons ;
- Aucun traitement préalable des eaux usées rejetées dans l'oued ce qui traduit par une pollution des Oueds;
- Présence des branchements directs sur les conduites au lieu sur les regards;
- Envasement de certains regards qui atteint parfois la totalité de la section de la conduite;
- Des tronçons ont des faibles pentes, et certains tronçons sont envasés soit partiellement ou totalement;
- Certains regards sont enfouis sous le goudron;
- Des branchements illicites ont été réalisés de façon anarchique ;

**4. Risques d'impact des rejets sur le milieu récepteur**

L'objectif fondamental est la protection du milieu naturel afin d'atteindre un bon état écologique et un bon état chimique.

Les rejets d'eaux usées au nombre de quinze (4) se font directement dans l'oued Soummam sans ouvrages à leurs exutoires, les collecteurs sont disposés à même le sol. Cette situation contribue fortement à la pollution de l'oued et par la suite la nappe phréatique.

**5. Les risques des inondations :**

Le problème de stagnation et d'inondation des eaux de pluies au niveau de la ville est dû à :

- bouchage des regards,
- colmatage des grilles des avaloirs,
- absence d'avaloirs en certains endroits de la ville,
- dégradation des canaux d'eaux pluviales,
- versants de montagne donnant sur la ville non aménagés,
- absence de canaux d'évacuation des eaux de pluies en certains endroits de la ville,
- mauvais fonctionnement des collecteurs,

- problèmes liés à l'entretien des réseaux,
- urbanisation anarchique.

### **6. Recommandations**

La mise en place d'un assainissement de qualité permettra :

- La préservation de l'hygiène des populations,
- La protection des milieux récepteurs et de leurs usages,
- La maîtrise des phénomènes de ruissellement.

Mais avant cela, il est important de rappeler les objectifs de la réhabilitation qui sont :

- Restaurer la structure de l'ouvrage lorsqu'elle est déficiente (cassure, effondrements, éclatement)
- Assurer l'étanchéité de la conduite pour éviter les fuites d'eaux usées dans le milieu naturel et les infiltrations d'eau de la nappe,
- Rétablir les conditions d'écoulement dans la conduite,
- Trouver une solution technique applicable dans l'immédiat et cohérente avec le moyen et le long terme,

La gestion d'un réseau d'assainissement a pour objet principal d'assurer :

- La pérennité des ouvrages, par des opérations de conservation,
- L'entretien courant des réseaux et des organes mécaniques par interventions de nettoyage, dépannage et de maintenance.

### **Conclusion**

Au terme de ce chapitre il faut dire que le système d'évacuation de la zone d'étude est en mauvais état, car il ne répond pas aux exigences d'évacuation conformes à la santé publique.

Le réseau d'assainissement est à priori sous-dimensionné dans quelques tronçons, surtout en période d'averse ou le débordement des regards et le colmatage des tronçons ; Ce qui risquerait comme c'est le cas dans certains endroits à Sidi-Aich de causer des inondations. C'est pour cela qu'un diagnostic hydraulique est nécessaire.



# **Chapitre III :**

## **L'étude hydrologique**

## **Chapitre III l'étude hydrologique**

### **Introduction**

L'objet premier des réseaux d'assainissement étant de protéger la ville contre les inondations, leur conception implique de fait la prise en compte du risque de dépassement des capacités des ouvrages. En effet, comme le dimensionnement de ces derniers est lié directement à la pluviométrie qui comporte un caractère fortement aléatoire, la protection apportée par les ouvrages d'assainissement ne peut être que partielle. Ils doivent donc être conçus en fonction d'un risque donné appelé période de retour de dysfonctionnement.

L'estimation des débits des eaux pluviales a pour objectif de pouvoir dimensionner le réseau d'assainissement et les ouvrages annexes, ainsi que les conditions favorables à leur fonctionnement dans le temps.

Dans ce contexte, il y a lieu de définir certains paramètres qui sont les suivants :

#### **1. Les averses**

Ce sont des pluies subites et abondantes, généralement de courte durée ; dont cette dernière peut varier d'une minute à plusieurs heures.

Les averses sont caractérisées par un volume important et une forte intensité par unité de temps, exigeant ainsi, un système de drainage efficace.

#### **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 d'une 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.

#### **3. Détermination de l'intensité moyenne de précipitation**

En hydrologie urbaine, l'ingénieur hydrologue est appelé à avoir des données spécifiques au projet étudié, mais dans certaines conditions il est rare de recourir des données spécifiques. C'est la raison pour laquelle on est contraint à réunir une information de base, la plus complète possible, pour aider à analyser par la statistique les événements pluvieux tout en identifiant leurs paramètres.

Lors de l'étude d'une averse, il convient de déterminer les intensités moyennes maximales  $\bar{I}t$  qui se définissent par rapport à la hauteur d'eau tombée pendant une durée t, soit :

$$\bar{I}t = \frac{h}{t} \dots\dots\dots (II-1)$$

$\bar{I}t$  : Intensité moyenne maximales en mm/h.

$H$  : hauteur de pluie tombée pendant la durée t en (mm).

T : le temps en (h)

Pour le calcul de l'intensité, on doit :

- Analyser les données pluviométriques et faire le choix du type de la loi à laquelle il faut ajuster nos résultats.
- Calculer les paramètres de la loi choisie et vérifier son adéquation.
- Calculer la valeur de l'intensité moyenne de précipitation.

**3.1 Analyse des données pluviométriques et le choix du type de loi d'ajustement**

**3.1.1 Analyse des données statistiques**

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

Nous prenons comme base de calcul la série pluviométrique de la station expérimentale de SEDDOUK est prise comme station de référence, son identification est présentée dans le tableau III.1.

**Tableau III-1 : Identification de la station de SEDDOUK**

Station	Code	X (km)	Y (km)	Z(m)	Période d'observation	Nombre d'année
SEDDOUK	151006	678.05	362.15	370	1970 à 2010	41

Source : ONM

L'analyse statistique des données pluviométriques consiste à déterminer les caractéristiques empiriques d'un échantillon d'une série d'observations de précipitations maximales journalières, de 41 années.

La série pluviométrique maximale journalière est présentée dans le tableau ci-après

Tableau III.2 : Précipitations maximales journalières (Station de SEDDOK)

N	Année	P <sub>j,max</sub>
1	1970	34.1
2	1971	51.8
3	1972	40.3
4	1973	57.7
5	1974	43.5
6	1975	56
7	1976	39.1
8	1977	35.9
9	1978	23.2
10	1979	64.6
11	1980	24.7
12	1981	48.4
13	1982	48.5
14	1983	32.3
15	1984	30.5
16	1985	48.5
17	1986	21.8
18	1987	31.4
19	1988	29.2
20	1989	24.9
21	1990	40.2
22	1991	40.2
23	1992	40.5
24	1993	33.2
25	1994	37.5
26	1995	72.2
27	1996	19.9
28	1997	49.8
29	1998	33.6
30	1999	75.4
31	2000	33.6
32	2001	17.8
33	2002	46.7
34	2003	37.5
35	2004	32.4
36	2005	37.9
37	2006	68.1
38	2007	51.6
39	2008	42.5
40	2009	30.4
41	2010	31

Source : ANRH Alger

**Les caractéristiques empiriques**

❖ La moyenne interannuelle des précipitations maximales journalières  $\overline{P_{max,j}}$  :

$$\overline{P_{max,j}} = \frac{\sum_{i=1}^n P_{max,j}}{n} \dots\dots\dots(\text{II-2})$$

$$\overline{P_{max,j}} = \frac{\sum_{i=1}^n P_{max,j}}{n} = 40.5 \text{ mm.}$$

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

Pour n égales à 41 ans, on a :

$$\sigma_{P_{max,j}} = \left[ \sqrt{\frac{1}{n} (\sum_{i=1}^n (P_{max,j} - \overline{P_{max,j}})^2)} \right] \dots\dots\dots(\text{II-3})$$

$$\sigma_{P_{max,j}} = \left[ \sqrt{\frac{1}{n} (\sum_{i=1}^n (P_{max,j} - \overline{P_{max,j}})^2)} \right] = 13.8$$

❖ Le coefficient de variation « CV » :

$$C_V = \frac{\sigma_{P_{max,j}}}{\overline{P_{max,j}}} \dots\dots\dots(\text{II-4})$$

$$C_V = \frac{13.8}{40.5} = 0.342$$

Le tableau suivant représente les caractéristiques de la série pluviométrique.

**Tableau III.3 : Caractéristique de l'échantillon**

Minimum	17.8
Maximum	75.4
Moyenne	40.4
Ecart-type	13.8
Médiane	37.9
Coefficient de variation (Cv)	0.342

❖ L'exposant climatique :

L'exposant climatique il est donné par l'ANRH, pour la région de Sidi-Aich b=0.35

**3.2 Choix de la loi d'ajustement**

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 les plus utilisées sont :

- Loi de GUMBEL
- Loi de GALTON

**3.2.1 Calcul des paramètres de la loi choisie et vérification de son adéquation**

**a. Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GUMBEL**

Cette loi a une fonction de répartition qui s'exprime selon la formule suivante :

$$F(x) = e^{-e^{-y}} \dots\dots\dots(\text{II-7})$$

Tel que :  $y = \frac{x - x_0}{\alpha} \dots\dots\dots(\text{II-8})$

Avec y : Variable réduite de GUMBEL

$\alpha, x_0$  : Coefficients d'ajustement estimés par:

$$\frac{1}{\alpha} = \left(\frac{\sqrt{6}}{\pi}\right) \sigma_x \dots\dots\dots(\text{II-9})$$

$$X_0 = X - \frac{1}{\alpha} Y \dots\dots\dots(\text{II-10})$$

$1/\alpha$  : la pente de la droite de GUMBEL

$x_0$  : ordonnée à l'origine (paramètre de position) en (mm)

x : précipitation maximale journalière (mm)

Cette variable **x** (précipitations maximales journalières) est exprimée en fonction de la variable réduite y par l'équation de la droite de Gumbel.

$$P_{\text{max},j,p\%} = \left(\frac{1}{\alpha}\right)y + x_0 \dots\dots\dots(\text{II-11})$$

On peut écrire :  $y = -\ln(-\ln(F(y))) \dots\dots\dots(\text{II-12})$

Avant de procéder à l'ajustement il faut suivre les étapes suivantes :

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

$$F(x) = \frac{m - 0.5}{n} \dots\dots\dots (\text{II-13})$$

**m** : rang de précipitation.

**n** : nombre d'observations(31)

- calculer la variable réduite de GUMBEL donnée par la formule suivante :

**y = -ln(-ln(F(y)))**

**Tableau III.5: les pluies maximales journalières à loi de GUMBEL**

N° d'Ordre (m)	P max; j (mm)	$F ( m ) = \frac{-m - 0.5}{n}$	$Y = - \text{Ln} (-\text{Ln} (F(x)))$
1	17.8	0.0122	-1.4831
2	19.9	0.0366	-1.1964
3	21.8	0.0610	-1.0286
4	23.2	0.0854	-0.9005
5	24.7	0.1098	-0.7928
6	24.9	0.1341	-0.6975
7	29.2	0.1585	-0.6107
8	30.4	0.1829	-0.5298
9	30.5	0.2073	-0.4533
10	31	0.2317	-0.3800
11	31.4	0.2561	-0.3091
12	32.3	0.2805	-0.2400
13	32.4	0.3049	-0.1721
14	33.2	0.3293	-0.1052
15	33.6	0.3537	-0.0387
16	33.6	0.3780	0.0276
17	34.1	0.4024	0.0941
18	35.9	0.4268	0.1609
19	37.5	0.4512	0.2284
20	37.5	0.4756	0.2968
21	37.9	0.5000	0.3665
22	39.1	0.5244	0.4377
23	40.2	0.5488	0.5107
24	40.2	0.5732	0.5860
25	40.3	0.5976	0.6638
26	40.5	0.6220	0.7447
27	42.5	0.6463	0.8291
28	43.5	0.6707	0.9178
29	46.7	0.6951	1.0115
30	48.4	0.7195	1.1111
31	48.5	0.7439	1.2179
32	48.5	0.7683	1.3334
33	49.8	0.7927	1.4596
34	51.6	0.8171	1.5994
35	51.8	0.8415	1.7567
36	56	0.8659	1.9377
37	57.7	0.8902	2.1519
38	64.6	0.9146	2.4165
39	68.1	0.9390	2.7660
40	72.2	0.9634	3.2895
41	75.4	0.9878	4.4006

Tableau III.6: Résultat de l'ajustement à la loi de Gumbel.

Période de retour (années)	Probabilité (q)	P <sub>max j</sub> (mm)	écart type	Intervalle de confiance 95%
10.0	0.9000	58.5	4.50	49.6-67,3

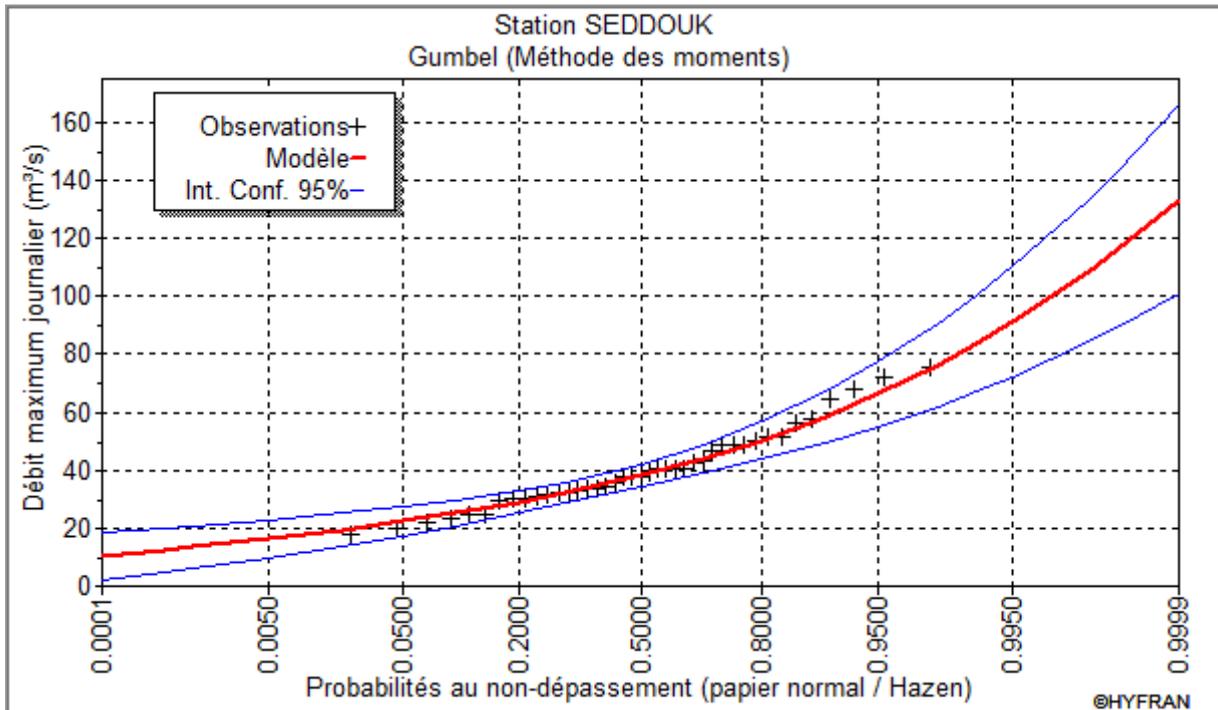


Figure III.1 : Ajustement a loi de Gumbel (Méthode des moments)

**b. Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Galton (Log Normal)**

Le procédé d'ajustement est identique à celui établi pour la loi de Gumbel, seul la représentation graphique change ou elle est faite sur du papier log-normale.

La loi de Galton de la loi normale mais rendue dissymétrique par un changement de variables.

Sa fonction de répartition qui s'exprime selon la formule suivante :

$$F(u) = \frac{1}{\sqrt{2\Pi}} \int_u^{+\infty} e^{-\frac{1}{2}u^2} du \dots\dots\dots(\text{II-14})$$

Ou :  $u = \frac{X_i - \bar{X}}{\sigma_x}$  (variable réduite de GAUSS)

L'équation de la droite de GALTON est la suivante :

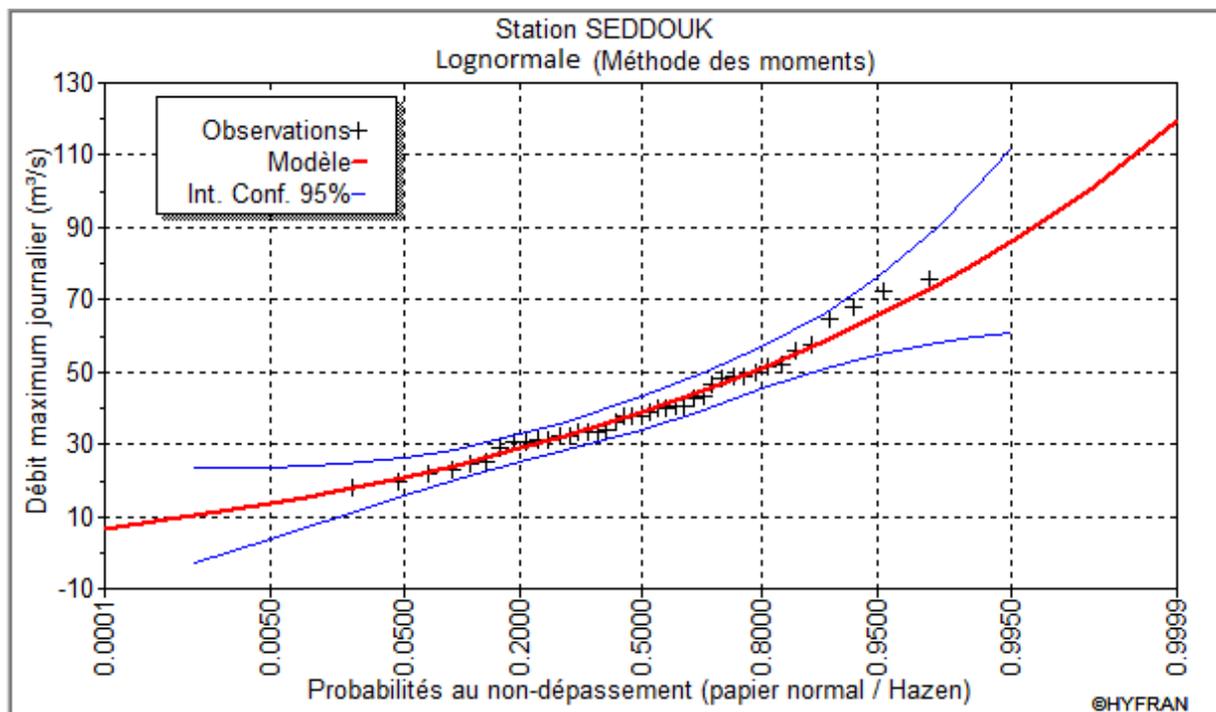
$$\text{Log } x(p \%) = \overline{\text{Log } x} + \delta \cdot \text{Log } u(p \%) \dots\dots\dots(\text{II-15})$$

$$\overline{\text{Log } X} = \frac{\sum_{i=1}^{38} \text{Log } X_i}{N} \dots\dots\dots(\text{II-16})$$

Les résultats de l'ajustement par la loi de «GALTON » sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau III.7: Résultat de l'ajustement à la loi de GALTON.**

Période de retour (années)	Probabilité (q)	P <sub>max j</sub> (mm)	écart type	Intervalle de confiance 95%
10.0	0.9000	58.7	3.94	51.8-66.4



**Figure III.2: Ajustement à la loi GALTON**

**3.2.3 Interprétation des graphes**

D'après le graphe d'ajustement, on remarque que la série de pluie maximale journalière s'adapte bien avec la loi de Gumbel.

**3.3 Calcul de l'intensité de période de retour de 10**

**Pluies de courte durée :**

Le passage des pluies journalières maximales aux pluies de courtes durées est effectué au moyen de la formule K. Body.

$$P_t = P_{\max j} \left( \frac{t}{24} \right)^b \dots\dots\dots(\text{II-17})$$

Avec

t : durée de l'averse

b : exposant climatique b = 0.35

Les intensités maximales de période t (h) et période de retour T (ans) sont calculées par la relation

$$I_t = \frac{P_t}{t} \dots\dots\dots(\text{II-}$$

Avec

**I<sub>t</sub>** : l'intensité maximale moyenne de période t (h). (mm/h)

**P<sub>t</sub>** : Pluies de courte durée (mm)

Les précipitations et les intensités maximales pour différentes durées sont représentées au tableau

**Tableau III.8: Pluies et intensités maximales de durée t (h) et de période retour 10%.**

temps (h)	p max,t, 10% (mm)	Imax,t10% (mm/h)
<b>0.25</b>	<b>11.84</b>	<b>47.36</b>
0.5	15.09	30.18
1	19.23	19.23
1.5	22.17	14.78
2	24.52	12.26
4	31.25	7.81
6	36.01	6.00
8	39.83	4.98
10	43.06	4.31
12	45.90	3.82
14	48.44	3.46
16	50.76	3.17
18	52.90	2.94
20	54.88	2.74
22	56.75	2.58
24	58.50	2.44

**Tableau III.9 : Intensités et pluies de courtes durées correspond au temps de Tc=15 min (0,25h)**

Fréquence (%)	10.00
Période de retour (ans)	10
Ptc p% (mm)	11.84
I <sub>tc</sub> p%	47.36

On déduit la valeur de l'intensité pluviale (débit spécifique) pour l'évaluation des débits d'eau pluviale de la manière suivante :

$$I = \frac{11.84}{0,25} = 47.36 \text{ mm/h}$$

La valeur donnée par la droite de **Gumbel** est de  $\bar{i}_{15\text{min},10\%} = 47.36 \text{ mm/h}$ . D'où on déterminera la valeur de l'intensité pluviale (i) qui est tout simplement un débit spécifique.

$$q \text{ (l/s/ha)} = 47.36 \times \frac{10000}{3600} = \mathbf{132 \text{ l/s/ha}}$$

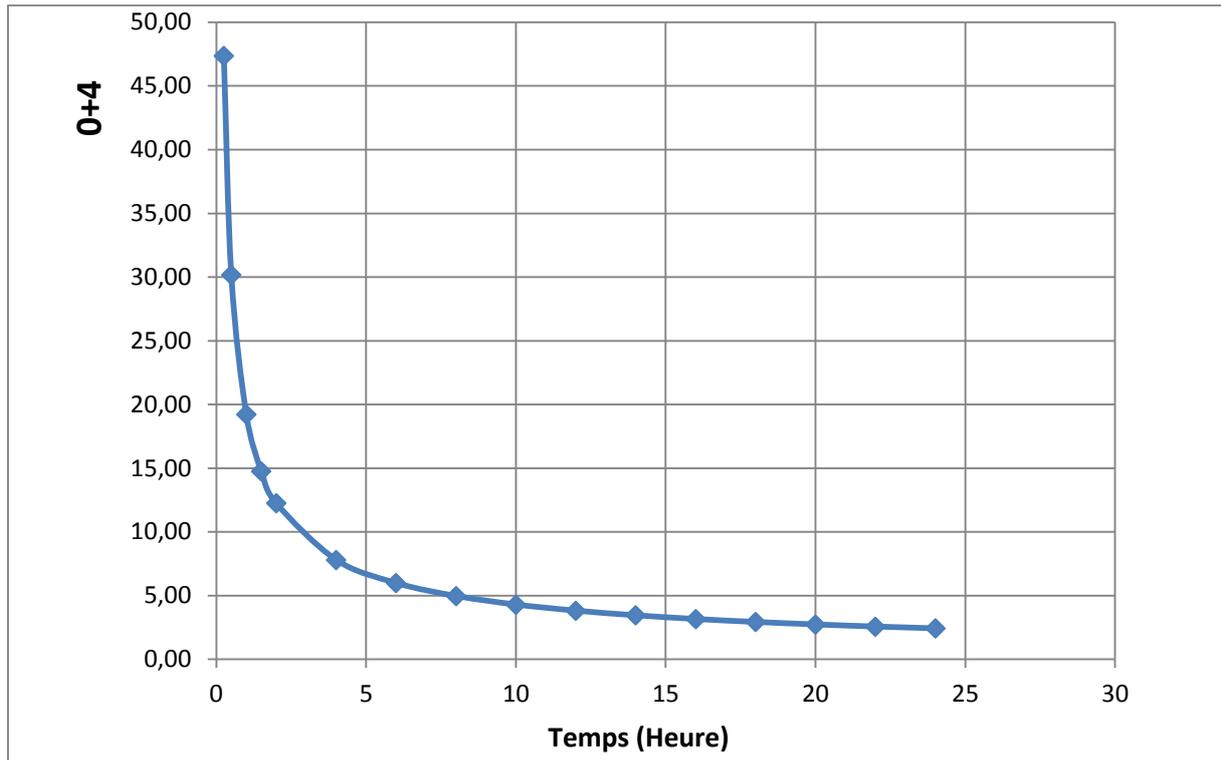


Figure III.3 : Courbe intensité-durée-fréquence

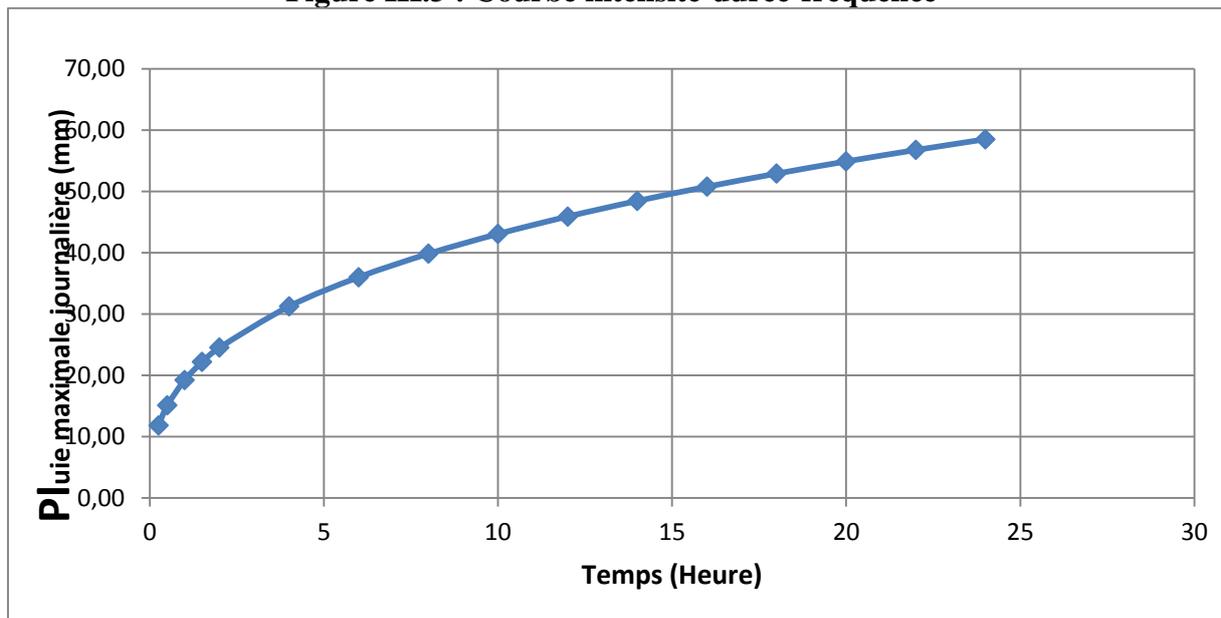


Figure III.4 : Courbe pluie-durée-fréquence

**Conclusion**

Dans la présente étude, la partie hydrologique nous a permis de déterminer l'intensité moyenne de précipitation. D'après la droite de GUMBEL qui est dans notre cas la meilleure loi d'ajustement des précipitations maximales journalières, on s'aperçoit que pour le dimensionnement optimal de notre réseau, il convient de retenir la valeur donnée par la loi de **GUMBEL** qui est  **$q=132$  l/s/ha.**

**CHAPITRE IV :**

**CALCUL DE BASE ET**

**EVALUATION DES DEBITS**

## **Chapitre IV : calcul de base et évaluation des débits**

### **Introduction :**

Chaque dimensionnement d'un réseau d'assainissement doit passer par une étape préliminaire et importante c'est le calcul de base.

Dans cette partie on fait une estimation du nombre d'habitants pour un horizon de calcul donné, le choix du système d'assainissement ainsi que le schéma de collecte, et la détermination des débits d'eaux usées et pluviales.

### **1 Calcul de base**

#### **1-1 Différents Systèmes D'évacuation**

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

-Assurer une évacuation correcte des eaux pluviales de manière à empêcher la submersion des zones urbanisées et éviter toute stagnation après les averses.

-Assurer l'évacuation des eaux usées ménagères, les eaux vannes, ainsi que les eaux résiduaires industrielles. Il est permis d'imaginer un ou plusieurs réseaux de canalisations où l'effluent s'écoule généralement gravitairement.

##### **1-1-1 Système unitaire**

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

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

### **1-1-2 Système séparatif**

Ils sont constitués de deux réseaux, le premier collectant les eaux domestiques, le second les eaux pluviales. Les eaux pluviales vont en général retourner au milieu naturel, le plus souvent sans avoir subi de traitement. Des polluants, éventuellement présents dans cette eau, intègrent alors le milieu naturel dont elle est issue.

Les aménagements les plus récents consistent à stocker cette eau dans des bassins de retenue, l'eau étant filtrée en amont et débarrassée d'une partie de ses polluants. Le principal avantage des réseaux séparatif est l'absence de débordement d'eaux usées dans le milieu naturel lorsqu'il pleut, ainsi qu'une meilleure maîtrise du flux et de la concentration en pollution. D'autre part, avec ce type de réseau, il est plus aisé de dimensionner la capacité de la station d'épuration.

### **1-1-3 Système pseudo séparatif**

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

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

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

#### **Remarque**

Dans certaines agglomérations on peut rencontrer un système mixte. Dans ce type de système, une zone peut être assainie en partie par le système unitaire, et l'autre partie par le système séparatif.

Il est couramment appliqué dans les villes disposant d'un ancien réseau de type unitaire et dont l'extension ne pourrait être supportée, par le réseau ancien, qu'en assurant le stockage d'une partie des eaux d'extensions.

### **1-2- Choix du système d'assainissement**

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

- Une étude technico-économique doit être établit avec la comparaison de plusieurs variantes du point de vue système (séparatif ; unitaire ; ou pseudo séparatif).
- Il faut prendre en considération les conditions de rejet car la station d'épuration ou le milieu naturel influence beaucoup sur le choix.

- S'il s'agit d'une extension du réseau, il faut tenir compte du système existant ;
- La topographie du terrain par exemple, un système séparatif exige une forte pente pour le réseau pluvial et une faible pente pour le réseau domestique.
- Le nombre d'habitants joue un rôle primordial dans le choix car si on a une forte densité d'habitation il vaut mieux favoriser un système séparatif
- L'encombrement du sous-sol.
- Une dilution exigée par la station d'épuration pour un certain débit demander donc il faut favoriser le système unitaire ou prévoir une connexion directe.

### Conclusion

Dans notre cas pour les sous bassins 7 et 8 on a un système séparatif, quant aux autres on a opté pour un système unitaire.

### 1-3 Définition d'un schéma d'évacuation

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

### 1-4 Différents schémas d'évacuation

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

#### 1-4-1 Schéma Perpendiculaire

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

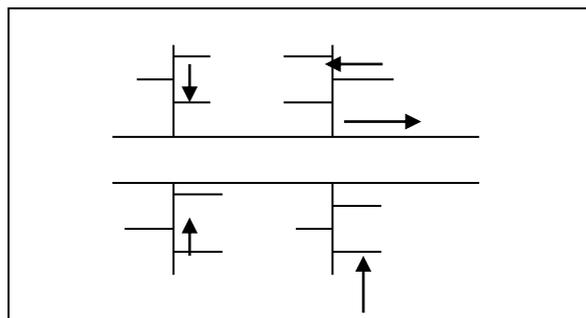


Figure IV-1 : Schéma perpendiculaire

**Domaines d'utilisation du schéma perpendiculaire**

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

**1-4-2 Schéma par déplacement Latéral**

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

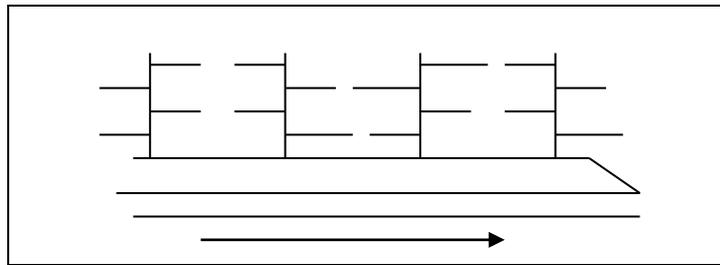


Figure IV-2 : Schéma à déplacement latéral

**1-4-3 Schéma à Collecteur Transversal ou Oblique**

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

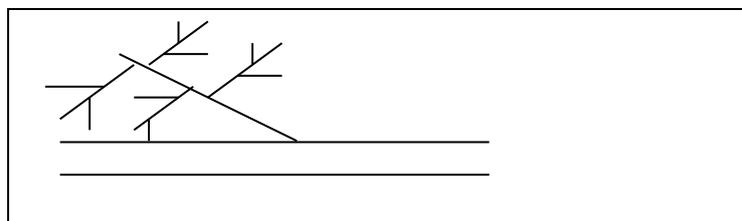


Figure IV-3: Schéma à Collecteur Transversal ou Oblique

**1-4-4 Schéma à Collecteur Etagé**

Lorsqu'on veut éviter de rendre notre réseau en charge, et lorsque notre agglomération est étendue et notre pente est assez faible, il est nécessaire d'effectuer l'assainissement à plusieurs niveaux.

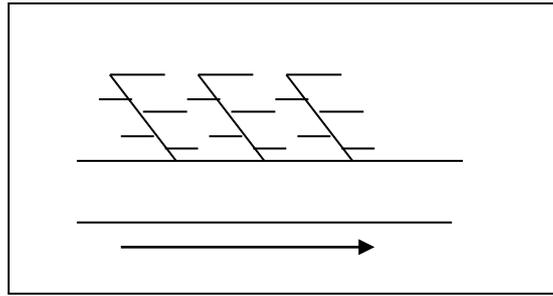


Figure IV-4: Schéma à Collecteur Etagé

#### **1-4-4 Schéma Type Radial**

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

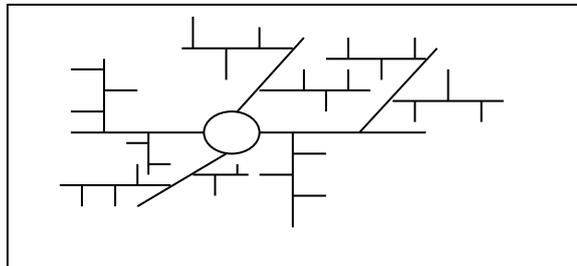


Figure IV-5: Schéma Type Radial

#### **1-5 Choix du schéma du réseau d'évacuation**

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

- Les conditions techniques et locales du lieu : système existant, la topographie du terrain et la répartition géographique des habitants à desservir ;
- Les conditions économiques : le coût et les frais d'investissement et d'entretien ;
- Les conditions d'environnement : nature de rejet et le milieu récepteur ;
- L'implantation des canalisations dans le domaine public.

#### **Conclusion**

Pour notre cas, en tenant compte de la disposition des voiries, de la topographie de la ville et du point de rejet, on est contraint d'effectuer un schéma de collecte perpendiculaire.

**1-6 Découpage de l'aire d'étude en sous bassins élémentaires**

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

Le découpage du site en sous bassins élémentaires doit être fait selon :

- La nature des sols.
- type d'occupation du sol.
- La densité des habitations.
- Les courbes de niveau.
- 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 le type d'occupation du sol et Les pentes et les contre pentes.

**Tableau IV-1 : Surface des sous bassins de la zone d'étude**

<b>Numéro du sous bassin</b>	<b>Ai (ha)</b>
SB1	21.73
SB2	21.19
SB3	36.6
SB4	7.74
SB5	15.89
SB6	25.22
SB7	8.95
SB8	26.76
SB9	6.69

**1-7 Situation démographique****1.7.1. Equipements**

Les équipements existants et à projeter au futur dans cette zone sont représentés dans le tableau suivant :

**Tableau IV-2 : Les équipements existants dans le secteur d'étude**

<b>Équipements</b>	<b>Nombre par unité</b>
Daira	30 employés
Ecole primaire	700 élèves
Mosquée	500 fidèles
Ecole primaire	700 élèves
Polyclinique	50 malades
CEM	418 élèves
Police	20 policiers
Hôpital	240 lits
Commerces	20 locaux
Gendarmerie	40 gendarmes
Lycée	950 élèves
CEM	418 élèves
Ecole primaire	700 élèves
Commerces	10 locaux
2 Lycée	1800 élèves
Mosquée	500 fidèles

Source : APC Sidi Aich

**CHAPITRE IV : CALCUL DE BASE ET EVALUATION DES DEBITS****Tableau IV-3: Répartition de la population et les équipements dans chaque sous bassin à l'horizon 2037**

<b>S/B</b>	<b>Nombre d'habitant.</b>	<b>Equipements</b>	<b>Nombre par unité</b>
SB 1	2157	Daira	30 employés
		Ecole primaire	700 élèves
		Mosquée	500 fidèles
SB 2	2104	Ecole primaire	700 élèves
		Polyclinique	50 malades
		CEM	418 élèves
		Police	20 policiers
SB3	3633	Hôpital	240 lits
SB4	768	Commerces	20 locaux
SB5	1577	Gendarmerie	40 gendarmes
		Lycée	950 élèves
		CEM	418 élèves
SB6	2504	Ecole primaire	700 élèves
		Commerces	10 locaux
SB7	889	/	/
SB8	2690	2 Lycée	1800 élèves
		Mosquée	500 fidèles
SB9	664	/	/
Total	16986		

### **Conclusion**

Pour notre agglomération on a fixé les choix suivants :

- Le système d'assainissement adopté pour la zone urbaine est le système unitaire.
- Le schéma d'évacuation adopté est le schéma de collecte perpendiculaire.
- le découpage de la zone à étudier se fait suivant le type d'occupation du sol et Les pentes et les contre pentes.
- On fixe l'horizon de calcul à 2037, soit une population future de 16986 habitants

## **2 Evaluation des débits des eaux usées et pluviales**

### **2-1 Evaluation des débits des eaux usées**

L'eau distribuée pour l'alimentation en eau potable n'est pas réellement consommée, elle est rendue en qualité dégradée d'où elle porte le nom d'eau usée, elle est polluée, son rejet sans précaution risque bien souvent de provoquer des contaminations préjudiciables à la santé publique et à l'environnement, donc il est indispensable de l'évacuer par un réseau.

La canalisation d'assainissement d'une agglomération il faut qu'il assure l'évacuation des eaux usées et pluviales de manière à empêcher les inondations et éviter les stagnations dans les points bas.

#### **2-1-1 Nature des eaux usées à évacuer**

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

##### ***a. Les eaux usées d'origine domestique***

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

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

### **Quantités à évacuer**

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

- Type d'habitat et leur degré de confort.
- Dotation en eaux potable.

### **a. 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.

### **b. Les eaux usées industrielles**

Ces eaux proviennent de diverses usines .Elles contiennent des substances chimiques (acide, basique) et toxiques.

La quantité d'eaux évacuées par les industries dépend de plusieurs facteurs :

1. Nature de l'industrie : (Fabrications ou de transformations) ;
2. Procédé de fabrication utilisé ;
3. Taux de recyclage effectivement réalisé.

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

- Les eaux chaudes doivent avoir une température inférieure à 35°C
- Elles ne doivent pas contenir de matières corrosives, solides ou toxiques. Si non elles doivent subir un prétraitement à l'intérieur de l'unité industrielle.

### **c. Eaux usées d'équipements**

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

### **d. Les eaux claires parasites :**

C'est les eaux d'infiltration dans le collecteur qui changent parfois les propriétés hydrauliques de l'écoulement, lorsque ce dernier n'est pas étanche à 100% la remontée de la nappe qui est considéré comme eaux claires parasites permanentes, modifie les propriétés hydrauliques tel que la vitesse...

**Remarque:** Dans notre zone d'étude on n'a pas des industries ; donc le débit d'eaux usées industriel est égal à zéro, et le débit d'infiltration est estimé à 0,15l/s/ha.

**Consommation en eau potable**

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

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

Dans notre zone d'étude la dotation en eau potable est de 150 l/j/ha(A.D.E de Blida).

**2-1-2 Estimation des débits moyens journaliers des eaux usées**

Le débit moyen journalier est donné par l'expression suivante :

$$Q_{m.j} = \frac{\text{Dotation} \cdot \text{Nbre Population} \cdot K_r}{86400} \dots\dots\dots (IV-1)$$

Q<sub>m.j</sub> : débit moyen rejeté quotidiennement en (l/s) ;

K<sub>r</sub> : coefficient de rejet pris égal à 80% de la quantité d'eau potable consommée ;

D : dotation journalière prise égale à 150 l/j hab;

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

Les débits moyens journaliers des eaux usées des équipements sont prises égale :

$$Q_{m.j} = \frac{\text{Dotation de l'équipement} \cdot \text{Nbre d'unité} \cdot K_r}{86400} \dots\dots\dots(IV-2)$$

**a.Évaluation du débit de pointe**

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

$$Q_{pte} = K_p \cdot Q_{moyj} \dots\dots\dots(IV-3)$$

Avec :

Q<sub>pte</sub> : débit de pointe ;

Q<sub>m.j</sub> : débit moyen journalier ;

K<sub>p</sub> : coefficient de pointe ;

Ce coefficient de pointe peut être :

- **Estimé de façon moyenne**

K<sub>p</sub> = 24/14 ;

K<sub>p</sub> = 24/10 ;

- **Relié à la position de la conduite dans le réseau**

K<sub>p</sub> = 3 en tête du réseau ;

K<sub>p</sub> = 2 à proximité de l'exutoire ;

- **Calculé à partir du débit moyen journalier**

$$K_p = 1.5 + \frac{2.5}{\sqrt{Q_{moy,j}}} \text{ si } Q_{mj} \geq 2.8 \text{ l/s} \dots\dots\dots(\text{IV-4})$$

$$K_p = 3 \quad \text{si } Q_{mj} < 2.8 \text{ l/s} \dots\dots\dots(\text{IV-5})$$

**Remarque**

Pour notre étude le coefficient de pointe  $k_p$  est calculé à partir du débit moyen journalier selon la relation (IV-4) et (IV-5).

Les écoles dans notre zone d'étude sont dotées par des cantines, donc on leurs donne une dotation de 50 l/j/unité.

Les débits d'eaux usées des équipements et les débits d'eaux usées de pointe sont représentés dans le tableau ci après

**CHAPITRE IV : CALCUL DE BASE ET EVALUATION DES DEBITS**

**Tableau IV-3 : Évaluation des débits d'eaux usées des équipements.**

S/B	Nbre hab.	Dotat ion	Qusée dom	Equipements	Nombre par unité	Dotat ion	Qéqui p.	Qm.j /S.B	Kp	Qpj /S.B	Qinf (l/s/ha )	A (ha)	Qinf (l/s)	Qusée du S/B (l/s)	Qusée du S/B (m3/s)
		l/j/ha b.	(l/s)			l/j/uni té	(l/s)	(l/s)		(l/s)					
SB 1	2157	150	2.996	Daïra	30 employés	10	0.003	3.142	2.91	9.145	0.15	21.73	3.260	12.405	0.012
				Primaire	700 élèves	15	0.097								
				Mosquée	500 fidèles	10	0.046								
SB 2	2104	150	2.922	Ecole	700 élèves	15	0.097	3.103	2.92	9.059	0.15	21.19	3.179	12.237	0.012
				Polyclinique	50 malades	50	0.023								
				CEM	418 élèves	15	0.058								
				Police	30 policiers	10	0.003								
SB3	3633	150	5.045	Hôpital	240 lits	500	1.111	6.156	2.51	15.437	0.15	36.6	5.490	20.927	0.021
SB4	768	150	1.066	20 Commerces	20 locaux	10	0.002	1.068	3.00	3.204	0.15	7.74	1.161	4.365	0.004
SB5	1577	150	2.190	Gendarmerie	40 gendarmes	10	0.004	2.384	3.12	7.435	0.15	15.89	2.384	9.819	0.010
				Lycée	950 élèves	15	0.132								
				CEM	418 élèves	15	0.058								
SB6	2504	150	3.470	Primaire	700 élèves	15	0.097	3.568	2.82	10.075	0.15	25.22	3.783	13.858	0.014
				10 Commerces	10 locaux	10	0.001								
SB7	889	150	1.234	/	/			1.234	3.00	3.702	0.15	8.95	1.343	5.045	0.005
SB8	2690	150	3.736	2 Lycée	1800 élèves	15	0.250	4.032	2.74	11.069	0.15	26.76	4.014	15.083	0.015
				Mosquée	500 fidèles	10	0.046								
SB9	664	150	0.920	/	/			0.920	3.00	2.760	0.15	6.69	1.004	3.764	0.004
<b>Total</b>	16986	/	23.50	/		/	2.029	25.608	/	71.885	/	170.77	25.616	97.501	0.098

Source : ONA

**a. Évaluation du débit d'eau pluviale**

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

- La méthode rationnelle
- La méthode superficielle

**• Méthode rationnelle**

C'est une méthode qui consiste à estimer le débit à partir d'un découpage du bassin versant en secteurs limités par les lignes isochrones, cette méthode fut découverte en 1889, mais ce n'est qu'en 1906 qu'elle a été généralisée, elle est connue aussi par la méthode de LLOYD DAVIS\*, c'est une méthode qui a fait ses preuves surtout pour les bassins urbains à faible surface ( $\leq 10$  ha).

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

$$Q = \alpha \cdot Cr \cdot i \cdot A \quad (l/s) \quad \dots\dots\dots(IV-6)$$

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 sous bassin.

**Hypothèses de la méthode rationnelle**

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

- L'intensité de l'averse en mm/h est uniforme, dans le temps et dans l'espace, sur l'ensemble du bassin drainé ;
- L'intervalle de la récurrence du débit de pointe  $Q_p$  est le même que celui de l'averse d'intensité uniforme  $i$  ;
- En fin, le coefficient de ruissellement est invariable d'une averse à l'autre.

**Validité de la méthode rationnelle**

Cette méthode est utilisée pour des surfaces limitées le résultat est encore plus fiable du fait de la bonne estimation du coefficient de ruissellement. Ainsi elle est applicable pour des zones ou 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.

• **Méthode superficielle**

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

$$Q(f) = K^{\frac{1}{u}} . I^{\frac{v}{u}} . C_r^{\frac{1}{u}} . A^{\frac{w}{u}} \dots\dots\dots (IV-7)$$

Ou :

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

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

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

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

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

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

$$K = \frac{(0,5)^{b(f)} . a(f)}{6.6}$$

$$v = -0,41b(f)$$

$$u = 1 + 0,287b(f)$$

$$w = 0,95 + 0,507b(f)$$

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

$$i(t, f) = a(f) . t^{b(f)}$$

Ou :

i (t, f) : Intensité de pluie de durée t et de fréquence f. t = 15 min.

f = 90 %.

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

$$I = \frac{C_{tnam} - C_{tnav}}{L} \dots\dots\dots (IV-8)$$

**Cam :** Cote amont du collecteur (m) ;

## Chapitre IV : Calcul de base et évaluation des débits

**Cav** : Cote aval du collecteur (m) ;

**L** : Longueur du collecteur (m) ;

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

$$I_{éq} = \left[ \frac{\sum_{i=1}^N L_i}{\sum_{i=1}^N \left( \frac{L_i}{\sqrt{I_i}} \right)} \right]^2 \dots\dots\dots (IV-9)$$

**L<sub>i</sub>** : Distance partielle du tronçon i ;

**I<sub>i</sub>** : Pente du tronçon i ;

**N** : Nombre des tronçons.

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

$$I_{éq} = \left[ \frac{\sum_{i=1}^N I_i Q_i}{\sum_{i=1}^N Q_i} \right]^2 \dots\dots\dots (IV-10)$$

**I<sub>i</sub>** : Pente du tronçon i ;

**Q<sub>i</sub>** : Débit du tronçon i ;

**N** : Nombre des tronçons.

## Chapitre IV : Calcul de base et évaluation des débits

**Tableau IV-4 : Evaluation des paramètres équivalents d'un groupement de bassins**

Paramètres Equivalentes	Aeq	Ceq	Ieq	Meq
Bassin en série	$\sum_{i=1}^N A_i$	$\left[ \frac{\sum_{i=1}^N C_i \cdot A_i}{\sum_{i=1}^N A_i} \right]$	$\left[ \frac{\sum_{i=1}^N L_i}{\sum_{i=1}^N \left( \frac{L_i}{\sqrt{I_i}} \right)} \right]^2$	$\left[ \frac{\sum_{i=1}^N L_i}{\sqrt{\sum_{i=1}^N A_i}} \right]$
Bassins en parallèle	$\sum_{i=1}^N A_i$	$\left[ \frac{\sum_{i=1}^N C_i \cdot A_i}{\sum_{i=1}^N A_i} \right]$	$\left[ \frac{\sum_{i=1}^N I_i Q_i}{\sum_{i=1}^N Q_i} \right]^2$	$\left[ \frac{L(Q_{pj} \max)}{\sqrt{\sum_{i=1}^N A_i}} \right]$

### Remarque

La valeur du débit  $Q_{(f)}$  donnée par l'expression (V - 4) correspond à une valeur brute, celle - ci doit tenir compte d'un coefficient  $m$  d'où :

$$Q_{(f) \text{ corrigé}} = m Q_{(f) \text{ brute}}$$

Avec :

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

$$m = \left( \frac{M}{2} \right)^{\frac{0.84 \cdot b(f)}{1 + 0.287 \cdot b(f)}} = \left( \frac{M}{2} \right)^b \dots \dots \dots (IV-11)$$

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>).

### Validité de la méthode superficielle

Elle est valable pour les limites d'application suivantes :

- Une superficie totale <200ha ;
- 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).

## **Chapitre IV : Calcul de base et évaluation des débits**

### **Choix de la méthode de calcul**

En tenant compte des caractéristiques de notre agglomération c'est-à-dire : La bonne connaissance du terrain du point de vue homogénéité et de la bonne estimation du coefficient de ruissellement équivalent et la superficie du secteur d'étude, nous optons pour l'application de la méthode rationnelle.

#### **• Choix du coefficient de ruissellement**

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

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

#### **➤ Coefficients de ruissellement en fonction de la catégorie d'urbanisation**

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

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

Catégorie d'urbanisation	Cr
Habitations très denses	0.90
Habitations denses	0.60 – 0.70
Habitations moins denses	0.40 – 0.50
Quartiers résidentiels	0.20 – 0.30
Jardin– prairie	0.05 – 0.20

➤ **Coefficient de ruissellement relatif à diverses surfaces**

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

Surface	Coefficient de ruissellement
-Chaussée en béton asphaltée	0.70 – 0.95
-Chaussée en brique	0.70 – 0.85
-Toiture	0.75 – 0.95
Terrain gazonné, sol sablonneux	
- Plat (pente < à 2 %).	0.05 – 0.10
- Pente moyenne de 2 à 7 %.	0.10 – 0.15
- Pente abrupte	0.15 – 0.20
Terrain gazonné, sol sablonneux	
- Plat (pente < à 2 %).	0.13 – 0.17
- Pente moyenne de 2 à 7 %.	0.18 – 0.22
- Pente abrupte	0.25 – 0.35
- Entrée de garage en gravier	0.15 – 0.30

➤ **Coefficients de ruissellement suivant type d'occupation du sol**

**Tableau IV-7: Valeur du coefficient de ruissellement suivant type d'occupation du sol**

Type d'occupation du sol	Cr
- Résidentiel :	
lotissements	$0.3 \leq Cr \leq 0.5$
collectifs	$0.5 \leq Cr \leq 0.75$
habitat dispersé	$0.25 \leq Cr \leq 0.4$
- Parcs et jardins publics :	$0.05 \leq Cr \leq 0.25$
- Terrains de sport	$0.10 \leq Cr \leq 0.30$
- Terrain vagues	$0.05 \leq Cr \leq 0.15$

(Source : Guide technique d'assainissement 2ème édition)

**Conclusion**

Pour le cas de notre projet, le coefficient de ruissellement est estimé suivant l'occupation du sol.

• **Coefficient de ruissellement pondéré :**

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

$$C_{rp} = \frac{\sum A_i * C_{ri}}{A} \dots\dots\dots(IV-12)$$

Avec :

**Ai** : Surface partielle (ha)

**A** : Surface totale en (ha)

**Cri** : Coefficient de ruissellement partiel

**Crp** : Coefficient de ruissellement total pondéré

Le tableau suivant représente le coefficient du ruissellement pondéré de chaque sous bassin

**Tableau IV-8: coefficient du ruissellement pondéré de chaque sous bassin**

<b>Numéro du sous bassin</b>	<b>Crp</b>
SB1	0.46
SB2	0,4
SB3	0,3
SB4	0,25
SB5	0,5
SB6	0,5
SB7	0,3
SB8	0,4
SB9	0,36

• **Intensité moyenne maximale**

L'intensité moyenne maximale est déterminée dans le chapitre III (Etude hydrologique) égale à  $i=47.36\text{mm/h}$ , soit un débit spécifique de  $q=132\text{ l/s/ha}$ .

**Coefficient de correction ( $\alpha$ )**

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

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

à :

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

-Pour des bassins ramassés (carré ou cercle)

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

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

Vu le travail qui est très laborieux à déterminer le coefficient réducteur il est déterminé en

Dans notre étude nous avons pris le coefficient  $\alpha$  qui varie car les superficies des différents sous bassin sont supérieures à 10ha.

L'estimation des débits pluviaux est résumée dans le tableau suivant :

**Tableau IV-9 : Calcul des débits pluviaux pour chaque sous bassin par la méthode rationnelle**

Numéro du sous bassin	C rp	Ai (ha)	A	q (l/s/ha)	Q pluvial (l/s)	Q pluvial (m³/s)	Q cumulé (m³/s)
SB1	0.3	21.73	0.85	132	731.432	0.731	0.731
SB2	0.4	21.19	0.85	132	951.007	0.951	1.682
SB3	0.4	36.6	0.8	132	1545.984	1.546	3.228
SB4	0.4	7.74	1	132	408.672	0.409	3.637
SB5	0.5	15.89	0.9	132	943.866	0.944	4.581
SB6	0.46	25.22	0.85	132	1301.655	1.302	5.883
SB7	0.36	8.95	1	132	425.304	0.425	6.308
SB8	0.5	26.76	0.85	132	1501.236	1.501	7.809
SB9	0.4	6.69	1	132	353.232	0.353	8.162
Total	/	170.77	/	/	8162.388	8.162	/

Le tableau suivant récapitule le débit total de chaque sous bassin ;

**Tableau IV-10 : Calcul du débit total pour chaque sous bassin**

SB	Ai (ha)	Q usé (m <sup>3</sup> /s)	Q pluvial (m <sup>3</sup> /s)	Q total (m <sup>3</sup> /s)
1	12.80	0.012	0.731	0.743
2	21.19	0.012	0.951	0.963
3	36.6	0.021	1.546	1.567
4	7.74	0.004	0.409	0.413
5	15.89	0.01	0.944	0.954
6	25.22	0.014	1.302	1.316
7	8.95	0.005	0.425	0.430
8	26.76	0.015	1.501	1.516
9	6.69	0.004	0.353	0.357

**Conclusion :**

Dans ce chapitre nous avons calculé les différents débits (les débits des eaux usées et les débits des eaux pluviales) pour chaque sous bassin.

La comparaison des résultats nous a permis de constater que le débit de temps sec est négligeable par rapport au débit d'eau pluviale ; par conséquent le choix du système d'assainissement doit être judicieux afin d'éviter le problème d'auto curage dans le cas de débits minimum.

**CHAPITRE V:**

**CALCUL HYDRAULIQUE ET  
REDIMENSIONNEMENT DES  
PARTIES VULNERABLES DU  
RESEAU EXISTANT**

## **Chapitre V : calcul hydraulique et redimensionnement des parties vulnérable du réseau existant**

### **Introduction**

Le dimensionnement d'un réseau d'assainissement dépend de la bonne estimation des paramètres de l'écoulement hydraulique (débit, pente, vitesse d'écoulement admissible...) afin d'assurer la pérennité du réseau et le remplissage de son rôle. Dans ce qui suit nous allons présenter les paramètres hydrauliques de la réhabilitation du réseau d'assainissement au niveau de la commune de Sidi-aich.

### **1 Mode de calcul**

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

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

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

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

$$Q = V.S \quad \dots\dots\dots (V.1)$$

Avec :

Q : Débit ( $m^3/s$ ).

S : Section mouillée ( $m^2$ ).

V : Vitesse d'écoulement ( $m/s$ ).

Cette vitesse se calcule par différentes expressions

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

## Chapitre V: Calcul hydraulique et redimensionnement des parties vulnérables du réseau existant

---

$$V = K_s \cdot R^{\frac{2}{3}} \cdot \sqrt{I_m} \quad \dots\dots\dots (V.2)$$

Où :

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

$R$  (m) : Rayon hydraulique.

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

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

$$D_{cal} = \left[ \frac{3,2 * Q_t}{K_s * \sqrt{I}} \right]^{3/8} \quad \dots\dots\dots (V.3)$$

Où :  $Q_t = Q_{eu} + Q_{pl}$ , avec :

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

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

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

$$Q_{ps} = V_{ps} * \frac{\pi * (D_{nor})^2}{4} \quad \dots\dots\dots (V.4)$$

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

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

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

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

$$V_{PS} = K_s \cdot (D_{nor}/4)^{\frac{2}{3}} \cdot \sqrt{I_m} \quad \dots\dots\dots (V.5)$$

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

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

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

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

Avec :

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

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

Les résultats des calculs sont illustrés dans les tableaux suivants.

Tableau V-1: Calcul hydraulique de la conduite principale de la rive gauche

Trç	R-R	Ctam (m)	C pam (m)	Ctav (m)	Cp av (m)	Dist (m)	ks	Q u (m3/s)	Q p (m3/s)	Qt (m3/s)	I (%)	Dcal (m)	Dnor (mm)	Vps (m/s)	Qps (m3/s)	Rq	Rq min	Rv	Rv min	Rh	Rh min	V réelle (m/s)	H remp (m)	H min (m)	Vmin (m/s)	Autocur
N58	N59	95.26	94.48	93.36	93.48	67.20	100	0.012	0.731	0.743	0.002	0.810	1000	1.657	1.301	0.571	0.009	1.038	0.286	0.538	0.069	1.719	0.538	0.069	0.474	vérifié
N59	N60	94.48	95.07	93.28	93.87	37.98	100	0.012	0.731	0.743	0.016	0.537	600	3.521	0.995	0.747	0.012	1.092	0.314	0.643	0.079	3.843	0.386	0.047	1.104	vérifié
N60	N61	95.07	95.62	93.87	94.42	33.64	100	0.012	0.731	0.743	0.016	0.531	600	3.626	1.025	0.725	0.012	1.084	0.310	0.629	0.078	3.930	0.377	0.047	1.125	vérifié
N61	N62	95.62	96.34	94.42	95.14	15.70	100	0.012	0.731	0.743	0.045	0.440	600	6.014	1.700	0.437	0.007	0.960	0.264	0.463	0.061	5.775	0.278	0.036	1.585	vérifié
N62	N63	96.34	97.26	95.14	95.36	22.86	100	0.012	0.731	0.743	0.010	0.586	600	2.798	0.791	0.940	0.015	1.139	0.341	0.762	0.088	3.188	0.457	0.053	0.955	vérifié
N63	N54	97.26	98.54	96.06	96.64	47.25	100	0.012	0.731	0.743	0.012	0.562	600	3.118	0.881	0.843	0.014	1.128	0.328	0.704	0.084	3.518	0.422	0.050	1.022	vérifié
N74	N75	96.52	96.63	95.32	95.43	11.30	100	0.024	1.462	1.486	0.010	0.760	800	3.380	1.698	0.875	0.014	1.136	0.332	0.723	0.085	3.838	0.578	0.068	1.124	vérifié
N75	N58	96.63	95.26	93.63	94.26	19.02	100	0.024	1.462	1.486	0.033	0.605	800	6.215	3.123	0.476	0.008	0.985	0.270	0.485	0.063	6.123	0.388	0.051	1.680	vérifié
N11	N11	98.98	99.45	96.48	98.25	86.33	100	0.036	2.193	2.229	0.020	0.770	800	4.895	2.459	0.906	0.015	1.139	0.337	0.741	0.086	5.575	0.593	0.069	1.649	vérifié
N11	N11	99.45	100.06	96.95	99.06	23.15	100	0.036	2.193	2.229	0.091	0.582	600	8.526	2.409	0.925	0.015	1.139	0.339	0.753	0.087	9.714	0.452	0.052	2.894	vérifié
N11	N11	100.06	100.72	97.86	99.52	16.93	100	0.036	2.193	2.229	0.098	0.575	600	8.832	2.496	0.893	0.014	1.138	0.335	0.733	0.086	10.05	0.440	0.051	2.958	vérifié
N11	N11	100.72	99.29	97.92	98.09	27.66	100	0.036	2.193	2.229	0.006	0.965	1000	3.116	2.446	0.911	0.015	1.139	0.337	0.744	0.087	3.550	0.744	0.087	1.052	vérifié
N11	N12	99.29	98.24	96.79	97.24	74.10	100	0.036	2.193	2.229	0.006	0.969	1000	3.080	2.418	0.922	0.015	1.139	0.339	0.751	0.087	3.509	0.751	0.087	1.044	vérifié
N12	N74	98.24	96.52	95.24	95.32	14.13	100	0.036	2.193	2.229	0.006	0.970	1000	3.076	2.415	0.923	0.015	1.139	0.339	0.751	0.087	3.505	0.751	0.087	1.043	vérifié
N14	N14	96.88	97.38	94.98	96.18	17.91	100	0.036	2.193	2.229	0.067	0.617	800	8.842	4.442	0.502	0.008	1.001	0.275	0.500	0.065	8.854	0.400	0.052	2.428	vérifié
N14	N14	97.38	98.30	95.48	97.10	26.40	100	0.036	2.193	2.229	0.061	0.628	800	8.456	4.248	0.525	0.008	1.015	0.278	0.512	0.067	8.581	0.410	0.053	2.354	vérifié
N14	N11	98.30	98.98	96.40	97.78	35.73	100	0.036	2.193	2.229	0.039	0.683	800	6.742	3.387	0.658	0.011	1.065	0.300	0.587	0.074	7.180	0.470	0.059	2.023	vérifié
N14	N14	94.78	96.88	92.28	95.88	87.71	100	0.048	3.144	3.192	0.041	0.774	800	6.933	3.483	0.916	0.014	1.139	0.329	0.747	0.084	7.899	0.598	0.067	2.283	vérifié
N15	N15	92.24	92.47	89.74	90.97	45.49	100	0.06	4.095	4.155	0.027	0.924	1000	6.529	5.125	0.811	0.012	1.117	0.310	0.684	0.078	7.291	0.684	0.078	2.026	vérifié
N15	N15	92.47	93.99	91.97	92.09	3.26	100	0.06	4.095	4.155	0.035	0.879	1000	7.441	5.841	0.711	0.010	1.079	0.297	0.620	0.073	8.032	0.620	0.073	2.206	vérifié
N15	N14	93.99	94.78	91.49	93.78	51.07	100	0.06	4.095	4.155	0.045	0.840	1000	8.409	6.601	0.629	0.009	1.057	0.285	0.570	0.069	8.891	0.570	0.069	2.394	vérifié

**Chapitre V:**

**Calcul hydraulique et redimensionnement des parties vulnérables du réseau existant**

**Tableau V-1: Calcul hydraulique de la conduite principale de la rive gauche(suite)**

Trç R-R	Ctam (m)	C pam (m)	Ctav (m)	Cp av (m)	Dist (m)	ks	Q u (m3/s)	Q p (m3/s)	Qt (m3/s)	I (m/m)	Deal (m)	Dno r (mm)	Vps (m/s)	Qps (m3/s)	Rq	Rq min	Rv	Rv min	Rh	Rh min	V réelle (m/s)	H remp (m)	H min (m)	Vmin (m/s)	Autocu	
N166	N167	92.03	92.18	89.5	91.1	19.5	10	0.081	5.641	5.72	0.08	0.84	100	11.5	9.04	0.63	0.00	1.05	0.28	0.57	0.06	12.1	0.572	0.068	3.266	vérifié
N167	N168	92.18	92.39	89.6	91.3	19.4	10	0.081	5.641	5.72	0.08	0.83	100	11.7	9.24	0.61	0.00	1.05	0.28	0.56	0.06	12.4	0.564	0.068	3.314	vérifié
N168	N169	92.39	93.62	91.8	92.6	10.3	10	0.081	5.641	5.72	0.07	0.87	100	10.5	8.26	0.69	0.01	1.07	0.29	0.60	0.07	11.3	0.609	0.071	3.072	vérifié
N169	N153	93.62	92.24	91.1	91.2	41.7	10	0.081	5.641	5.72	0.00	1.58	180	3.16	8.05	0.71	0.01	1.07	0.29	0.62	0.07	3.41	1.116	0.130	0.932	vérifié
N231	N232	89.95	90.53	87.9	89.3	15.2	10	0.024	7.187	7.21	0.09	0.90	100	11.9	9.37	0.77	0.00	1.10	0.21	0.65	0.03	13.1	0.658	0.036	2.533	vérifié
N232	N233	90.53	90.96	88.0	89.9	34.8	10	0.024	7.187	7.21	0.05	0.99	100	9.34	7.33	0.98	0.00	1.14	0.22	0.79	0.04	10.6	0.794	0.041	2.062	vérifié
N233	N234	90.96	91.01	89.0	89.8	159.	10	0.024	7.187	7.21	0.00	1.57	180	4.02	10.2	0.70	0.00	1.07	0.21	0.61	0.03	4.33	1.108	0.063	0.844	vérifié
N234	N235	91.01	90.84	89.1	89.6	53.0	10	0.024	7.187	7.21	0.01	1.37	150	5.17	9.14	0.78	0.00	1.10	0.21	0.67	0.03	5.73	1.005	0.055	1.102	vérifié
N235	N236	90.84	91.21	89.6	90.0	85.1	10	0.024	7.187	7.21	0.00	1.59	180	3.90	9.93	0.72	0.00	1.08	0.21	0.63	0.03	4.23	1.134	0.064	0.822	vérifié
N236	N237	91.21	91.33	89.3	90.1	74.8	10	0.024	7.187	7.21	0.01	1.34	150	5.44	9.61	0.75	0.00	1.09	0.21	0.64	0.03	5.94	0.968	0.054	1.151	vérifié
N237	N238	91.33	92.25	90.1	90.3	31.7	10	0.024	7.187	7.21	0.00	1.46	150	4.32	7.64	0.94	0.00	1.13	0.21	0.76	0.04	4.93	1.146	0.060	0.949	vérifié
N238	N239	92.25	92.59	91.0	91.3	75.4	10	0.024	7.187	7.21	0.00	1.58	180	3.95	10.0	0.71	0.00	1.08	0.21	0.62	0.03	4.27	1.123	0.063	0.830	vérifié
N239	N166	92.59	92.03	90.0	90.8	158.	10	0.102	7.187	7.28	0.00	1.58	180	3.99	10.1	0.71	0.01	1.08	0.29	0.62	0.07	4.31	1.124	0.130	1.175	vérifié

Tableau V-2: Calcul hydraulique de la conduite principale d'eau pluviale (rive droite)

Trç R-R	Ctam (m)	C pam (m)	Ctav (m)	Cp av (m)	Dist (m)	ks	Q u (m3/s)	Q p (m3/s)	Qt (m3/s)	I (%)	Dcal (m)	Dnor (mm)	Vps (m/s)	Qps (m3/s)	Rq	Rq min	Rv	Rv min	Rh	Rh min	V réelle (m/s)	H remp (m)	H min (m)	autocurage
N35 N30	192.85	193.68	191.35	191.68	22.62	100	1.501	1.501	0.014	0.711	800	4.083	2.051	0.732	0.732	1.086	1.086	0.633	0.633	4.435	0.507	0.507	4.435	vérifié
N30 N30	193.68	194.71	192.18	192.71	21.40	100	1.501	1.501	0.025	0.641	800	5.393	2.709	0.554	0.554	1.030	1.030	0.528	0.528	5.554	0.423	0.423	5.554	vérifié
N30 N30	194.71	196.23	193.21	194.23	43.32	100	1.501	1.501	0.024	0.647	800	5.248	2.637	0.569	0.569	1.037	1.037	0.537	0.537	5.441	0.429	0.429	5.441	vérifié
N30 N31	196.23	198.46	194.73	196.46	61.30	100	1.501	1.501	0.028	0.625	800	5.752	2.890	0.519	0.519	1.012	1.012	0.509	0.509	5.820	0.408	0.408	5.820	vérifié
N31 N31	198.46	199.72	196.96	197.72	43.59	100	1.501	1.501	0.017	0.686	800	4.500	2.261	0.664	0.664	1.066	1.066	0.591	0.591	4.799	0.473	0.473	4.799	vérifié
N31 N31	199.72	200.62	198.22	198.62	32.41	100	1.501	1.501	0.013	0.728	800	3.833	1.926	0.780	0.780	1.104	1.104	0.664	0.664	4.233	0.531	0.531	4.233	vérifié
N31 N31	200.62	200.73	199.12	199.23	29.88	100	1.501	1.501	0.004	0.924	1000	2.356	1.849	0.812	0.812	1.117	1.117	0.684	0.684	2.632	0.684	0.684	2.632	vérifié
N36 N31	178.70	187.34	177.20	185.34	89.13	100	1.501	1.501	0.091	0.502	600	8.531	2.411	0.623	0.623	1.055	1.055	0.566	0.566	9.004	0.340	0.340	9.004	vérifié
N31 N31	187.34	191.76	185.84	189.76	46.52	100	1.501	1.501	0.084	0.509	600	8.202	2.318	0.648	0.648	1.062	1.062	0.581	0.581	8.712	0.349	0.349	8.712	vérifié
N31 N31	191.76	193.93	190.26	191.93	21.57	100	1.501	1.501	0.077	0.518	600	7.844	2.217	0.677	0.677	1.070	1.070	0.599	0.599	8.391	0.359	0.359	8.391	vérifié
N31 N32	193.93	195.03	192.43	193.03	9.93	100	1.501	1.501	0.061	0.541	600	6.977	1.972	0.761	0.761	1.097	1.097	0.652	0.652	7.654	0.391	0.391	7.654	vérifié
N32 N32	195.03	197.04	193.53	195.04	21.02	100	1.501	1.501	0.072	0.525	600	7.550	2.134	0.703	0.703	1.077	1.077	0.615	0.615	8.132	0.369	0.369	8.132	vérifié
N32 N32	197.04	198.03	195.54	196.03	57.47	100	1.501	1.501	0.009	0.781	800	3.178	1.597	0.940	0.940	1.139	1.139	0.762	0.762	3.621	0.610	0.610	3.621	vérifié
N32 N32	198.03	198.56	196.53	196.56	19.12	100	1.501	1.501	0.001	1.133	1200	1.546	1.747	0.859	0.859	1.132	1.132	0.713	0.713	1.750	0.856	0.856	1.750	vérifié
N33 N33	188.71	192.28	188.21	190.28	31.01	100	1.501	1.501	0.067	0.532	600	7.296	2.062	0.728	0.728	1.085	1.085	0.631	0.631	7.915	0.379	0.379	7.915	vérifié
N33 N35	192.28	192.85	190.78	190.85	43.72	100	1.501	1.501	0.002	1.065	1200	1.821	2.058	0.729	0.729	1.085	1.085	0.632	0.632	1.976	0.758	0.758	1.976	vérifié
N37 N33	162.30	164.96	160.80	162.96	54.46	100	3.002	3.002	0.040	0.761	800	6.817	3.425	0.876	0.876	1.136	1.136	0.723	0.723	7.744	0.579	0.579	7.744	vérifié
N33 N33	164.96	167.46	163.46	165.46	21.99	100	3.002	3.002	0.091	0.651	800	10.312	5.181	0.579	0.579	1.041	1.041	0.542	0.542	10.734	0.434	0.434	10.734	vérifié
N33 N36	167.46	178.70	165.96	176.70	112.55	100	3.002	3.002	0.095	0.646	800	10.563	5.307	0.566	0.566	1.035	1.035	0.535	0.535	10.935	0.428	0.428	10.935	vérifié
N37 N37	161.48	164.88	160.98	162.38	23.37	100	1.501	1.501	0.060	0.543	600	6.902	1.951	0.770	0.770	1.100	1.100	0.658	0.658	7.595	0.395	0.395	7.595	vérifié
N37 N37	164.88	168.16	163.38	166.16	38.52	100	1.501	1.501	0.072	0.525	600	7.582	2.143	0.701	0.701	1.076	1.076	0.614	0.614	8.160	0.368	0.368	8.160	vérifié
N37 N37	167.28	167.55	165.78	166.05	3.58	100	1.501	1.501	0.074	0.522	600	7.684	2.171	0.691	0.691	1.074	1.074	0.608	0.608	8.249	0.365	0.365	8.249	vérifié
N37 N37	167.55	169.57	166.05	167.57	39.96	100	1.501	1.501	0.038	0.592	600	5.501	1.555	0.965	0.965	1.140	1.140	0.780	0.780	6.269	0.468	0.468	6.269	vérifié
N37 N38	169.57	170.90	168.07	168.90	34.07	100	1.501	1.501	0.024	0.642	800	5.352	2.689	0.558	0.558	1.032	1.032	0.531	0.531	5.522	0.424	0.424	5.522	vérifié
N38 N38	170.90	171.21	169.40	169.71	27.48	100	1.501	1.501	0.011	0.742	800	3.641	1.829	0.821	0.821	1.121	1.121	0.690	0.690	4.079	0.552	0.552	4.079	vérifié
N38 N38	168.70	169.69	167.20	167.69	18.51	100	1.501	1.501	0.027	0.633	800	5.569	2.798	0.536	0.536	1.021	1.021	0.519	0.519	5.687	0.415	0.415	5.687	vérifié
N38 N38	169.69	171.10	168.19	169.10	7.09	100	1.501	1.501	0.128	0.471	600	10.089	2.851	0.526	0.526	1.016	1.016	0.513	0.513	10.248	0.308	0.308	10.248	vérifié

Tableau V-3: Calcul hydraulique de la conduite principale d'eaux usées

Trç R-R	Ctam (m)	C pam (m)	Ctav (m)	Cp av (m)	Dist (m)	ks	Q u (m3/s)	Q p (m3/s)	Qt (m3/s)	I (%)	Dcal (m)	Dnor (mm)	Vps (m/s)	Qps (m3/s)	Rq	Rq min	Rv	Rv min	Rh	Rh min	V réelle (m/s)	H remp (m)	H min (m)	autocurage
N537 N538	204.08	203.20	202.08	202.20	49.20	100	0.015	0.015	0.002	0.176	300	0.881	0.062	0.241	0.241	0.828	0.828	0.331	0.331	0.729	0.099	0.099	0.729	vérifié
N538 N539	203.20	201.81	200.70	200.81	40.68	100	0.015	0.015	0.003	0.173	300	0.926	0.065	0.229	0.229	0.814	0.814	0.323	0.323	0.754	0.097	0.097	0.754	vérifié
N539 N540	201.81	199.89	198.71	198.89	25.35	100	0.015	0.015	0.007	0.143	300	1.518	0.107	0.140	0.140	0.691	0.691	0.253	0.253	1.049	0.076	0.076	1.049	vérifié
N540 N541	199.89	199.42	197.99	198.22	20.29	100	0.015	0.015	0.011	0.133	300	1.868	0.132	0.114	0.114	0.654	0.654	0.228	0.228	1.221	0.068	0.068	1.221	vérifié
N541 N532	199.42	199.34	197.52	198.14	37.81	100	0.015	0.015	0.016	0.123	300	2.280	0.161	0.093	0.093	0.624	0.624	0.206	0.206	1.422	0.062	0.062	1.422	vérifié
N542 N543	195.57	198.77	193.67	197.57	53.83	100	0.015	0.015	0.072	0.093	300	4.784	0.338	0.044	0.044	0.512	0.512	0.142	0.142	2.447	0.042	0.042	2.447	vérifié
N543 N544	198.77	200.01	196.87	198.81	29.35	100	0.015	0.015	0.066	0.095	300	4.570	0.323	0.046	0.046	0.519	0.519	0.145	0.145	2.373	0.043	0.043	2.373	vérifié
N544 N545	200.01	201.22	199.01	200.02	15.92	100	0.015	0.015	0.064	0.096	300	4.483	0.317	0.047	0.047	0.522	0.522	0.146	0.146	2.342	0.044	0.044	2.342	vérifié
N545 N546	201.22	202.17	199.32	200.97	17.16	100	0.015	0.015	0.096	0.088	300	5.518	0.390	0.038	0.038	0.487	0.487	0.132	0.132	2.689	0.040	0.040	2.689	vérifié
N546 N547	202.17	204.46	200.27	203.26	70.79	100	0.015	0.015	0.042	0.103	300	3.652	0.258	0.058	0.058	0.555	0.555	0.162	0.162	2.028	0.048	0.048	2.028	vérifié
N547 N548	204.46	204.33	202.56	203.13	9.90	100	0.015	0.015	0.058	0.097	300	4.281	0.302	0.050	0.050	0.530	0.530	0.149	0.149	2.269	0.045	0.045	2.269	vérifié
N548 N549	204.33	203.35	202.23	202.35	30.54	100	0.015	0.015	0.004	0.161	300	1.106	0.078	0.192	0.192	0.767	0.767	0.295	0.295	0.848	0.089	0.089	0.848	vérifié
N549 N550	203.35	202.74	201.45	201.54	11.85	100	0.015	0.015	0.008	0.141	300	1.592	0.112	0.133	0.133	0.682	0.682	0.247	0.247	1.086	0.074	0.074	1.086	vérifié
N550 N551	202.74	204.02	201.74	202.52	11.10	100	0.015	0.015	0.070	0.094	300	4.712	0.333	0.045	0.045	0.514	0.514	0.143	0.143	2.422	0.043	0.043	2.422	vérifié
N551 N552	204.02	204.83	203.02	203.33	7.64	100	0.015	0.015	0.040	0.104	300	3.540	0.250	0.060	0.060	0.560	0.560	0.164	0.164	1.983	0.049	0.049	1.983	vérifié
N552 N537	204.83	206.08	202.93	204.88	26.50	100	0.015	0.015	0.074	0.093	300	4.828	0.341	0.044	0.044	0.510	0.510	0.141	0.141	2.463	0.042	0.042	2.463	vérifié
N542 N553	195.57	201.65	195.07	199.65	50.35	100	0.015	0.015	0.091	0.089	300	5.362	0.379	0.040	0.040	0.492	0.492	0.134	0.134	2.640	0.040	0.040	2.640	vérifié
N553 N554	201.65	199.56	198.45	198.56	28.19	100	0.015	0.015	0.004	0.161	300	1.107	0.078	0.192	0.192	0.766	0.766	0.295	0.295	0.848	0.089	0.089	0.848	vérifié
N554 N555	199.56	199.82	197.66	198.62	23.93	100	0.015	0.015	0.040	0.104	300	3.562	0.252	0.060	0.060	0.559	0.559	0.164	0.164	1.992	0.049	0.049	1.992	vérifié
N555 N556	199.82	199.80	197.92	198.60	42.23	100	0.015	0.015	0.016	0.124	300	2.255	0.159	0.094	0.094	0.625	0.625	0.207	0.207	1.410	0.062	0.062	1.410	vérifié
N556 N557	199.80	201.53	198.80	199.53	17.68	100	0.015	0.015	0.041	0.103	300	3.620	0.256	0.059	0.059	0.557	0.557	0.162	0.162	2.015	0.049	0.049	2.015	vérifié
N557 N558	201.53	200.10	199.03	199.10	34.71	100	0.015	0.015	0.002	0.182	300	0.798	0.056	0.266	0.266	0.852	0.852	0.349	0.349	0.680	0.105	0.105	0.680	vérifié
N558 N559	200.10	200.12	198.20	198.92	33.38	100	0.015	0.015	0.022	0.117	300	2.611	0.184	0.081	0.081	0.605	0.605	0.192	0.192	1.578	0.058	0.058	1.578	vérifié
N559 N560	200.12	201.34	198.22	200.14	31.09	100	0.015	0.015	0.062	0.096	300	4.419	0.312	0.048	0.048	0.525	0.525	0.147	0.147	2.319	0.044	0.044	2.319	vérifié
N560 N561	201.34	203.56	199.44	201.56	36.79	100	0.015	0.015	0.058	0.097	300	4.268	0.302	0.050	0.050	0.530	0.530	0.150	0.150	2.264	0.045	0.045	2.264	vérifié
N561 N562	203.56	206.09	202.56	204.89	48.89	100	0.015	0.015	0.048	0.101	300	3.879	0.274	0.055	0.055	0.546	0.546	0.157	0.157	2.117	0.047	0.047	2.117	vérifié
N562 N563	206.09	207.68	204.19	206.48	44.49	100	0.015	0.015	0.051	0.099	300	4.036	0.285	0.053	0.053	0.540	0.540	0.154	0.154	2.177	0.046	0.046	2.177	vérifié

## Chapitre V: Calcul hydraulique et redimensionnement des parties vulnérables du réseau existant

### Tableau V-4: Calcul hydraulique de la conduite principale d'eaux usées (Suite)

Trç R-R	Ctam (m)	C pam (m)	Ctav (m)	Cp av (m)	Dist (m)	ks	Q u (m3/s)	Q p (m3/s)	Qt (m3/s)	I (%)	Dcal (m)	Dnor (mm)	Vps (m/s)	Qps (m3/s)	Rq	Rq min	Rv	Rv min	Rh	Rh min	V réelle (m/s)	H remp (m)	H min (m)	autocurage	
563	N564	207.68	207.67	205.78	206.47	33.99	100	0.015	0.015	0.020	0.118	300	2.537	0.179	0.084	0.084	0.609	0.609	0.195	0.195	1.544	0.058	0.058	1.544	vérifié
564	N565	207.67	207.83	205.77	206.63	44.93	100	0.015	0.015	0.019	0.120	300	2.461	0.174	0.086	0.086	0.613	0.613	0.198	0.198	1.508	0.059	0.059	1.508	vérifié
565	N566	207.83	208.41	205.93	207.21	25.96	100	0.015	0.015	0.049	0.100	300	3.955	0.279	0.054	0.054	0.543	0.543	0.155	0.155	2.147	0.047	0.047	2.147	vérifié
566	N567	208.41	208.65	206.51	207.45	18.22	100	0.015	0.015	0.052	0.099	300	4.046	0.286	0.052	0.052	0.539	0.539	0.153	0.153	2.181	0.046	0.046	2.181	vérifié
567	N568	208.65	208.94	206.75	207.74	36.86	100	0.015	0.015	0.027	0.112	300	2.904	0.205	0.073	0.073	0.589	0.589	0.182	0.182	1.712	0.054	0.054	1.712	vérifié
568	N569	208.94	209.53	207.04	208.33	31.59	100	0.015	0.015	0.041	0.104	300	3.601	0.254	0.059	0.059	0.557	0.557	0.163	0.163	2.008	0.049	0.049	2.008	vérifié
570	N571	167.70	172.14	165.80	170.94	69.53	100	0.03	0.03	0.074	0.120	300	4.835	0.342	0.088	0.088	0.615	0.615	0.200	0.200	2.975	0.060	0.060	2.975	vérifié
571	N572	172.14	173.49	170.24	172.29	28.88	100	0.03	0.03	0.071	0.121	300	4.739	0.335	0.090	0.090	0.618	0.618	0.202	0.202	2.930	0.061	0.061	2.930	vérifié
572	N573	173.49	171.80	170.69	170.80	16.38	100	0.03	0.03	0.007	0.189	300	1.456	0.103	0.292	0.292	0.872	0.872	0.367	0.367	1.271	0.110	0.110	1.271	vérifié
573	N574	171.80	170.94	169.30	169.74	10.67	100	0.03	0.03	0.042	0.134	300	3.629	0.256	0.117	0.117	0.659	0.659	0.232	0.232	2.390	0.069	0.069	2.390	vérifié
398	N399	201.54	203.16	200.04	201.16	31.82	100	1.501	1.501	0.035	0.600	600	5.303	1.499	1.002	1.002	1.143	1.143	0.811	0.811	6.063	0.486	0.486	6.063	vérifié
399	N400	203.16	204.56	201.66	202.56	44.69	100	1.501	1.501	0.020	0.667	800	4.843	2.433	0.617	0.617	1.054	1.054	0.563	0.563	5.103	0.451	0.451	5.103	vérifié
400	N401	204.56	204.81	203.06	203.81	21.43	100	1.501	1.501	0.035	0.600	800	6.417	3.224	0.466	0.466	0.979	0.979	0.480	0.480	6.280	0.384	0.384	6.280	vérifié
402	N403	203.91	203.45	202.41	202.45	12.03	100	1.501	1.501	0.003	0.929	1000	2.321	1.822	0.824	0.824	1.122	1.122	0.692	0.692	2.603	0.692	0.692	2.603	vérifié
403	N404	203.45	203.66	201.95	202.66	15.75	100	1.501	1.501	0.045	0.574	600	5.963	1.685	0.891	0.891	1.138	1.138	0.732	0.732	6.784	0.439	0.439	6.784	vérifié
404	N405	203.66	205.87	202.16	203.87	43.40	100	1.501	1.501	0.040	0.587	600	5.611	1.586	0.947	0.947	1.139	1.139	0.766	0.766	6.393	0.460	0.460	6.393	vérifié
405	N406	205.87	206.10	203.97	204.60	19.64	100	1.501	1.501	0.032	0.611	800	6.109	3.069	0.489	0.489	0.994	0.994	0.493	0.493	6.070	0.394	0.394	6.070	vérifié
411	N412	199.57	199.88	198.07	198.38	4.40	100	1.501	1.501	0.069	0.530	600	7.392	2.089	0.719	0.719	1.082	1.082	0.625	0.625	7.996	0.375	0.375	7.996	vérifié
412	N413	199.88	199.94	198.38	198.44	14.78	100	1.501	1.501	0.004	0.896	1000	2.554	2.005	0.749	0.749	1.092	1.092	0.644	0.644	2.790	0.644	0.644	2.790	vérifié
413	N414	199.94	199.25	197.94	198.25	21.21	100	1.501	1.501	0.015	0.705	800	4.176	2.098	0.715	0.715	1.081	1.081	0.623	0.623	4.513	0.498	0.498	4.513	vérifié
414	N415	199.25	199.23	197.25	197.73	12.95	100	1.501	1.501	0.037	0.595	600	5.426	1.533	0.979	0.979	1.140	1.140	0.790	0.790	6.188	0.474	0.474	6.188	vérifié
415	N416	199.23	199.10	197.23	197.60	14.08	100	1.501	1.501	0.026	0.634	800	5.554	2.790	0.538	0.538	1.022	1.022	0.519	0.519	5.676	0.416	0.416	5.676	vérifié
416	N417	199.10	198.94	197.10	197.44	15.50	100	1.501	1.501	0.022	0.658	800	5.019	2.522	0.595	0.595	1.047	1.047	0.551	0.551	5.254	0.441	0.441	5.254	vérifié
417	N418	198.94	198.74	196.94	197.24	16.25	100	1.501	1.501	0.019	0.674	800	4.702	2.362	0.635	0.635	1.059	1.059	0.574	0.574	4.979	0.459	0.459	4.979	vérifié
604	N605	149.05	155.87	148.55	152.37	44.37	100	4.503	4.503	0.086	0.766	800	10.044	5.046	0.892	0.892	1.138	1.138	0.733	0.733	11.430	0.586	0.586	11.430	vérifié
605	N373	155.87	162.30	154.37	160.30	80.95	100	4.503	4.503	0.073	0.790	800	9.252	4.648	0.969	0.969	1.140	1.140	0.782	0.782	10.546	0.626	0.626	10.546	vérifié
562	N563	206.09	207.68	204.19	206.48	44.49	100	0.015	0.015	0.051	0.099	300	4.036	0.285	0.053	0.053	0.540	0.540	0.154	0.154	2.177	0.046	0.046	2.177	vérifié

## Chapitre V: Calcul hydraulique et redimensionnement des parties vulnérables du réseau existant

**Tableau V-5: Calcul hydraulique de la conduite principale de la rive droite (du réseau séparatif au point de rejet « 7 »)**

Trç R-R	Ctam (m)	C pam (m)	Ctav (m)	Cp av (m)	Dist (m)	ks	Q u (m3/s)	Q p (m3/s)	Qt (m3/s)	I (%)	Dcal (m)	Dnor (mm)	Vps (m/s)	Qps (m3/s)	Rq	Rq min	Rv	Rv min	Rh	Rh min	V réelle (m/s)	H remp (m)	H min (m)	autocurage	
N789	N790	198.35	199.37	197.35	197.37	13.64	100	0.004	0.353	0.357	0.001	0.685	800	1.074	0.540	0.662	0.0074	1.066	0.267	0.589	0.062	1.145	0.472	0.050	verifié
N790	N791	199.37	199.99	197.87	197.99	15.15	100	0.004	0.353	0.357	0.008	0.465	600	2.495	0.705	0.506	0.0057	1.004	0.248	0.502	0.054	2.505	0.301	0.033	verifié
N791	N792	199.99	201.03	198.99	199.03	30.49	100	0.004	0.353	0.357	0.002	0.633	800	1.325	0.666	0.536	0.0060	1.021	0.252	0.519	0.056	1.353	0.415	0.045	verifié
N792	N793	201.03	201.56	199.53	199.56	23.17	100	0.004	0.353	0.357	0.001	0.645	800	1.261	0.633	0.564	0.0063	1.034	0.256	0.533	0.057	1.304	0.427	0.046	verifié
N793	N794	201.56	202.65	200.56	200.65	17.36	100	0.004	0.353	0.357	0.005	0.508	600	1.969	0.556	0.642	0.0072	1.061	0.265	0.578	0.061	2.088	0.347	0.037	verifié
N794	N795	202.65	205.80	201.65	203.80	37.19	100	0.004	0.353	0.357	0.058	0.319	400	5.182	0.651	0.549	0.0061	1.027	0.254	0.525	0.056	5.323	0.210	0.023	verifié
N795	N796	205.80	207.17	204.80	205.17	18.71	100	0.004	0.353	0.357	0.020	0.390	400	3.039	0.382	0.935	0.0105	1.139	0.299	0.759	0.074	3.462	0.304	0.030	verifié
N796	N797	207.17	208.96	206.17	206.96	43.08	100	0.004	0.353	0.357	0.018	0.396	400	2.913	0.366	0.976	0.0109	1.140	0.303	0.788	0.075	3.321	0.315	0.030	verifié
N789	N798	198.35	203.24	197.85	199.74	27.04	100	0.004	0.353	0.357	0.070	0.308	400	5.694	0.715	0.499	0.0056	1.000	0.248	0.498	0.054	5.693	0.199	0.022	verifié
N798	N799	203.24	204.30	202.24	202.30	12.38	100	0.004	0.353	0.357	0.004	0.521	600	1.837	0.519	0.688	0.0077	1.073	0.270	0.605	0.063	1.971	0.363	0.038	verifié
N800	N801	189.93	190.00	187.93	188.00	35.79	100	0.008	0.706	0.714	0.002	0.766	800	1.594	0.801	0.891	0.0100	1.138	0.294	0.732	0.072	1.814	0.586	0.058	verifié
N801	N802	190.00	194.48	189.50	190.98	35.54	100	0.008	0.706	0.714	0.042	0.440	600	5.754	1.626	0.439	0.0049	0.962	0.240	0.464	0.050	5.533	0.279	0.030	verifié
N802	N789	194.48	198.35	193.98	195.45	32.89	100	0.008	0.706	0.714	0.045	0.434	600	5.976	1.689	0.423	0.0047	0.951	0.238	0.455	0.049	5.685	0.273	0.030	verifié
N800	N803	189.93	190.09	188.43	188.59	29.01	100	0.004	0.353	0.357	0.006	0.496	600	2.096	0.592	0.603	0.0068	1.049	0.260	0.555	0.059	2.199	0.333	0.036	verifié
N803	N804	190.09	190.40	188.59	188.90	47.69	100	0.004	0.353	0.357	0.007	0.480	600	2.284	0.646	0.553	0.0062	1.029	0.254	0.528	0.057	2.352	0.317	0.034	verifié
N805	N806	188.72	191.70	187.72	189.70	23.27	100	0.004	0.353	0.357	0.085	0.297	400	6.271	0.788	0.453	0.0051	0.971	0.242	0.473	0.051	6.087	0.189	0.020	verifié
N806	N807	191.70	196.55	191.20	192.05	14.81	100	0.004	0.353	0.357	0.058	0.319	400	5.175	0.650	0.549	0.0062	1.028	0.254	0.526	0.057	5.318	0.210	0.023	verifié
N807	N808	196.55	199.97	195.55	197.97	53.46	100	0.004	0.353	0.357	0.045	0.334	400	4.584	0.576	0.620	0.0069	1.055	0.262	0.565	0.060	4.835	0.226	0.024	verifié
N808	N809	199.97	201.75	198.97	199.75	47.91	100	0.004	0.353	0.357	0.016	0.405	600	3.593	1.015	0.352	0.0039	0.910	0.229	0.409	0.045	3.269	0.245	0.027	verifié
N810	N811	176.62	180.97	176.12	177.47	17.58	100	0.012	1.059	1.071	0.077	0.456	600	7.841	2.216	0.483	0.0054	0.990	0.246	0.490	0.053	7.762	0.294	0.032	verifié
N811	N812	180.97	181.97	180.47	180.77	24.47	100	0.012	1.059	1.071	0.012	0.644	800	3.787	1.902	0.563	0.0063	1.034	0.255	0.533	0.057	3.916	0.426	0.046	verifié
N415	N416	199.23	199.10	197.23	197.60	14.08	100	1.501	1.501	0.026	0.634	800	5.554	2.790	0.538	0.538	1.022	1.022	0.519	0.519	5.676	0.416	0.416	5.676	verifié
N416	N417	199.10	198.94	197.10	197.44	15.50	100	1.501	1.501	0.022	0.658	800	5.019	2.522	0.595	0.595	1.047	1.047	0.551	0.551	5.254	0.441	0.441	5.254	verifié
N417	N418	198.94	198.74	196.94	197.24	16.25	100	1.501	1.501	0.019	0.674	800	4.702	2.362	0.635	0.635	1.059	1.059	0.574	0.574	4.979	0.459	0.459	4.979	verifié
N604	N605	149.05	155.87	148.55	152.37	44.37	100	4.503	4.503	0.086	0.766	800	10.044	5.046	0.892	0.892	1.138	1.138	0.733	0.733	11.430	0.586	0.586	11.430	verifié



**Remarques sur les résultats du calcul hydraulique :**

Après avoir redimensionné le réseau d'assainissement de la zone d'étude, nous avons remarqué les points suivant :

- Les vitesses d'écoulement sont supérieures à la vitesse admissible (3m/s), donc des regards de chute sont placés pour briser l'énergie et par la suite minimiser le phénomène de l'érosion des conduites.
- On remarque dans quelques tronçons que les vitesses minimales d'écoulement engendrées, sont inférieures à la vitesse d'autocurage.
- Le réseau d'assainissement de Sidi-Aich est un ancien réseau qui doit être refait en entier et redimensionner à nouveau

**Conclusion :**

Après avoir diagnostiqué tout le système d'assainissement, On remarque d'après cette étude, qu'une partie des tronçons du réseau, répond aux normes de dimensionnement requises ; et ce n'est que seulement dans quelques uns où on constate que les vitesses minimales d'écoulement engendrées, sont inférieures à la vitesse d'autocurage.

Pour remédier à ce problème des solutions purement techniques sont envisageables. Nous avons premièrement la distance entre les regards qui n'est pas très conséquente, et de plus une gestion minutieuse en termes de curage surtout en période d'étiage s'impose.

**CHAPITRE VI :**  
**DIMENSIONNEMENT DU**  
**COLLECTEUR D'AMENEE**  
**VERS LA STEP**

## **Chapitre VI : dimensionnement du collecteur d'amenée vers la STEP**

### **Introduction**

Pour éviter les risques de pollution et l'inondation il faut collecter et évacuer les eaux pluviales et usées tout en assurant leurs rejets en milieux récepteurs.

Dans ce chapitre on va dimensionner un collecteur qui va relier tous les rejets des localités avoisinant Sidi-Aich y compris cette dernière a la station d'épuration en construction de Sidi-Aich.

### **1 Estimation des débits de rejets d'assainissement pour les différentes localités (horizon 2037):**

Les localités concernées par le collecteur sont :

- 1- le village de Tibane.
- 2-Le village d'El Fley.
- 3- La ville de Sidi Aich.
- 4- Le village de Tinebdar.
- 5- Le futur P.O.S N°10 (Plan d'occupation du sol)

Les données reçues par la DRE de la commune de Sidi- Aich concernant le nombre d'habitants des localités citées dessus sont celle de l'année 2017 et sont comme suit:

- Tibane : 5086 habitants;
- El Fley: 7362 habitants;
- Sidi Aich: 15 534 habitants;
- Tinebdar: 6 857 habitants;
- P.O.S : 1 825 habitants. (10% du nombre total d'habitants du P.O.S qui est de 18 250)

Pour l'estimation des besoins en AEP des localités à l'horizon 2037, on doit calculer le nombre d'habitants pour cet horizon en utilisant la formule suivante:

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

Avec:  $P_n$ : le nombre d'habitants à l'horizon (n)

$P_0$ : le nombre d'habitants à l'horizon de référence.

$T$ : le taux de croissance de la population ( $T=0,407\%$ )

$N$ : le nombre d'années séparant l'horizon n et l'horizon de référence.

## Chapitre VI : Dimensionnement du collecteur d'amenée vers la STEP

En se basant sur une dotation moyenne de 150 l/habitant/jour nous estimons les besoins en eau potable des localités et on évalue les débits moyens d'eaux usées rejetées à 80% de la valeur des besoins en eau potable.

Les besoins en AEP ainsi que les débits des rejets de différentes localités sont récapitulés dans le tableau suivant:

**Tableau VI-1: Évaluation des débits d'eaux usées de différentes localités**

Localité	Nombre habitants(2017)	Nombre d'habitants horizon 2037	Besoins en AEP (horizon 2037) m3/s	Débits d'eaux usées rejetées (horizon 2037) 80% d'AEP (m3/s)
-Tibane	5 086	5 405	9,38	7.504
-El fley	7 362	7 824	13,57	10,86
-Sidi Aich	15 534	16 986	24.86	19.89
- Tinebdar	6 857	7 287	12,65	10,12
-futur P.O.S	1 825	1 825	3,17	2,53

### 2 Dimensionnement de la conduite (diamètre économique):

Le réseau d'assainissement des différentes localités concernées par le collecteur est de type séparatif, qui veut dire que les eaux usées sont séparées des eaux pluviales, ce qui induit que le dimensionnement se fera sur la base du **débit de pointe à temps sec** qui est donné par la formule suivante:

$$Q_{pte} = K_p \cdot Q_{moyj} \dots \dots \dots$$

## Chapitre VI : Dimensionnement du collecteur d'amenée vers la STEP

Avec :

$Q_{pte}$  : débit de pointe ;

$Q_{m,j}$  : débit moyen journalier ;

$K_p$  : coefficient de pointe ;

Ce coefficient de pointe peut être :

- **Estimé de façon moyenne**

$$K_p = 24/14 ;$$

$$K_p = 24/10 ;$$

- **Relié à la position de la conduite dans le réseau**

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

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

- **Calculé à partir du débit moyen journalier**

$$K_p = 1.5 + \frac{2.5}{\sqrt{Q_{moy,j}}} \text{ si } Q_{mj} \geq 2.8 \text{ l/s} \dots\dots\dots(\text{IV-4})$$

$$K_p = 3 \text{ si } Q_{mj} < 2.8 \text{ l/s} \dots\dots\dots(\text{IV-5})$$

Les valeurs des débits de pointe pour les différentes localités sont récapitulées dans le tableau suivant:

**Tableau VI-2: Évaluation des débits de pointe**

Localités	Qmoy (l/s)	QPsec (l/s)
-Tibane	7,504 l/s	18,10 l/s
-El fley	10,86 l/s	24,53 l/s
- Sidi Aich	19.89 l/s	40.98 l/s
-Tinebdar	10,12 l/s	23,13 l/s
- futur P.O.S	2,53 l/s	7,77 l/s

## Chapitre VI : Dimensionnement du collecteur d'amenée vers la STEP

---

### A) Tronçon "SR1 - RD5" (refoulement):

On a le tronçon SR1-RD5 recevra les eaux usées des localités de Tibane, El fley et Sidi Aich, soit un débit de pointe à temps sec égale à : **83.61 l/s** (on prend **84 l/s**).l'écoulement sera par refoulement et on fixe la vitesse de refoulement à **1.5 m/s** (vitesse idéale) et on déduit le diamètre:

À partir de la formule  $Q = V \cdot S$  on obtient  $S = Q / V$

$S = 84 \text{ (l/s)} / 1.5 = 0.056 \text{ m}^2 \rightarrow R = 0.134 \text{ m}$  d'où le diamètre est égale à 0.3m.

Alors pour le tronçon SR1-RD5 (refoulement) le diamètre de la conduite sera:

**SR1 - RD5 → D = 300 mm**

### B) Tronçon "RD5 - SR2" (gravitaire):

On admet que le collecteur du village de Tinebdar sera raccordé à notre collecteur au niveau du regard **R33**. Ainsi, les diamètres économiques et la vérification des conditions de l'auto curage sont donnés dans le **tableau VI-3**.

D'après les calculs; nous constatons qu'à partir du regard **R09**; les valeurs de la vitesse d'auto curage sont inférieures à **0,6 m/s** et comprises entre 0,44 et 0,46 m/s pour le diamètre économique  $D=400 \text{ mm}$ , pour cela et afin d'augmenter la vitesse d'auto curage, nous optons pour le choix du diamètre **D=500 mm** on aura des vitesses d'auto curage d'ordre de **0.5 m/s** qui est admissible si on considère que le débit véhiculé sera plus important vu que des parties des réseaux d'assainissement des localités concernées, Sidi Aich notamment; sont de type pseudo séparatifs ou même unitaires.

Aussi que pour le tronçon RD5-R9, le diamètre économique obtenu d'après l'abaque est  $D=300 \text{ mm}$ , on opte pour **D=400mm** comme précaution dans le cas ou des réseaux pseudo séparatifs ou unitaires existent (chose sûre) et que le collecteur sera projeté au delà de l'horizon 2037.

### C) tronçon : "SR2 - By-pass général (STEP) " refoulement:

On a le collecteur SR2 - by-pass général recevra le débit rejeté par le tronçon SR1-SR2 qui est **106.7 l/s** (Tibane, Sidi Aich, El fley, Tinebdar) et un nouveau débit qui est estimé à **10% de celui du futur P.O.S** égale à **7,77 l/s**, d'où le débit véhiculé par ce tronçon sera **114.51 l/s**.

## Chapitre VI : Dimensionnement du collecteur d'amenée vers la STEP

---

L'écoulement sera par refoulement, et on fixant sa vitesse à **1,5 m/s**, on obtient le diamètre.

$$Q = V \cdot S \quad \rightarrow \quad S = Q / V \quad \text{on aura : } S = 114,51 \cdot 10^{-3} / 1,5 = 0,08 \text{ m}^2$$

$\rightarrow R = 0,16 \text{ m}$  d'ou la diamètre sera  $D = 320 \text{ mm}$ , et on opte pour  $D = 400 \text{ mm}$

**Alors : SR2 - By-pass général  $\rightarrow D = 400 \text{ mm}$**

Les résultats des calculs sont illustrés dans les tableaux suivants.

## Chapitre VI : Dimensionnement du collecteur d'amenée vers la STEP

### Tableau VI-3: Calcul hydraulique du collecteur

Trç R-R	Ctam (m)	C pam (m)	Ctav (m)	Cp av (m)	Dist (m)	ks	Qt (m3/s)	I (%)	Deal (m)	Dnor (mm)	Vps (m/s)	Qps (m3/s)	Rq	Rq min	Rv	Rv min	Rh	Rh min	V réelle	H remp	H min	Vmin (m/s)	Autocurage
SR1-1	93.05	93.33	91.31	91.44	27.56805084	100	0.063	0.005	0.266	300	1.221	0.086	0.725	0.725	1.084	1.084	0.629	0.629	1.323	0.189	0.189	1.323	vérifie
01-02	93.33	93.64	91.44	92.31	14.69585786	100	0.063	0.059	0.165	300	3.302	0.104	0.603	0.603	1.049	1.049	0.555	0.555	3.465	0.111	0.111	3.465	vérifie
02-03	93.64	94.1	92.31	92.99	26.77018951	100	0.063	0.025	0.194	300	2.163	0.068	0.920	0.920	1.139	1.139	0.750	0.750	2.464	0.150	0.150	2.464	vérifie
03-04	94.1	95.04	92.99	93.82	35.93203555	100	0.063	0.023	0.197	300	2.063	0.065	0.965	0.965	1.140	1.140	0.779	0.779	2.351	0.156	0.156	2.351	vérifie
04-05	95.04	96.88	93.82	95.14	46.12172574	100	0.063	0.029	0.189	300	2.296	0.072	0.867	0.867	1.134	1.134	0.718	0.718	2.604	0.144	0.144	2.604	vérifie
05-06	96.88	97.4	95.14	95.15	52.82237985	100	0.063	0.000	0.485	600	0.388	0.110	0.570	0.570	1.037	1.037	0.537	0.537	0.403	0.322	0.322	0.403	vérifie
06-07	97.4	98.4	95.14	97.27	33.16143006	100	0.063	0.064	0.163	300	3.440	0.108	0.579	0.579	1.041	1.041	0.542	0.542	3.580	0.108	0.108	3.580	vérifie
07-07	98.4	98.9	97.27	97.98	50.26388646	100	0.063	0.014	0.216	300	2.114	0.149	0.419	0.419	0.949	0.949	0.452	0.452	2.005	0.136	0.136	2.005	vérifie
08-09	98.9	100	97.98	99.05	7.738774955	100	0.063	0.138	0.141	300	5.047	0.158	0.395	0.395	0.934	0.934	0.437	0.437	4.715	0.087	0.087	4.715	vérifie
9-RD5	100	100.48	99.05	99.22	1.519375057	100	0.063	0.112	0.147	300	4.540	0.143	0.439	0.439	0.961	0.961	0.464	0.464	4.364	0.093	0.093	4.364	vérifie
RD5-R1	100.48	99.5	99.22	98.5	44.37972724	100	0.294	-0.016	0.376	400	2.744	0.345	0.852	0.852	1.131	1.131	0.709	0.709	3.103	0.284	0.284	3.103	vérifie
R1-R2	99.5	98.32	98.5	97.02	50.07269322	100	0.290	-0.030	0.335	400	3.704	0.465	0.623	0.623	1.056	1.056	0.567	0.567	3.910	0.227	0.227	3.910	vérifie
R2-R3	98.32	97.32	97.02	96.08	49.56549442	100	0.290	-0.019	0.364	400	2.967	0.373	0.778	0.778	1.104	1.104	0.663	0.663	3.275	0.265	0.265	3.275	vérifie
R3-R4	97.32	96.21	96.08	94.3	50.44536555	100	0.290	-0.035	0.324	400	4.047	0.508	0.571	0.571	1.037	1.037	0.537	0.537	4.198	0.215	0.215	4.198	vérifie
R4-R5	96.21	96.48	94.3	95.13	49.80789391	100	0.290	0.017	0.373	400	2.781	0.349	0.830	0.830	1.124	1.124	0.696	0.696	3.126	0.278	0.278	3.126	vérifie
R5-R6	96.48	94.06	95.13	92.69	49.8051515	100	0.290	-0.049	0.305	400	4.769	0.599	0.484	0.484	0.990	0.990	0.490	0.490	4.723	0.196	0.196	4.723	vérifie
R6-R7	94.06	94.08	92.69	92.73	50.39501455	100	0.290	0.001	0.660	800	0.964	0.484	0.599	0.599	1.048	1.048	0.553	0.553	1.010	0.442	0.442	1.010	vérifie
R7-R8	94.08	91.99	92.73	90.74	50.11946572	100	0.290	-0.040	0.317	400	4.293	0.539	0.538	0.538	1.022	1.022	0.519	0.519	4.387	0.208	0.208	4.387	vérifie
R8-R9	91.99	91.75	90.74	90.26	49.16631884	100	0.290	-0.010	0.412	600	2.789	0.788	0.368	0.368	0.919	0.919	0.420	0.420	2.563	0.252	0.252	2.563	vérifie
R9-R10	91.75	91.75	90.26	90.12	50.27806281	100	0.290	-0.003	0.521	600	1.490	0.421	0.689	0.689	1.073	1.073	0.606	0.606	1.598	0.364	0.364	1.598	vérifie
R10-R11	91.75	91.09	90.12	89.83	49.87532159	100	0.290	-0.006	0.454	600	2.153	0.608	0.477	0.477	0.986	0.986	0.486	0.486	2.122	0.292	0.292	2.122	vérifie
R11-R12	91.09	91.09	89.83	89.87	49.45935972	100	0.290	0.001	0.657	800	0.973	0.489	0.594	0.594	1.046	1.046	0.550	0.550	1.017	0.440	0.440	1.017	Vérifie
R12-R13	91.09	90.98	89.87	89.74	50.72054335	100	0.290	-0.003	0.530	600	1.429	0.404	0.718	0.718	1.082	1.082	0.625	0.625	1.546	0.375	0.375	1.546	Vérifie
R13-R14	90.98	90.8	89.74	88.75	22.01660058	100	0.290	-0.045	0.309	400	4.569	0.574	0.505	0.505	1.004	1.004	0.502	0.502	4.585	0.201	0.201	4.585	Vérifie
R14-R15	90.8	90.82	88.75	89.53	58.04265443	100	0.290	0.013	0.388	400	2.498	0.314	0.924	0.924	1.139	1.139	0.752	0.752	2.846	0.301	0.301	2.846	Vérifie
R15-R16	90.82	90.65	89.53	89.4	50.32218492	100	0.290	-0.003	0.529	600	1.435	0.406	0.715	0.715	1.081	1.081	0.623	0.623	1.551	0.374	0.374	1.551	Vérifie
R16-R17	90.65	90.4	89.4	89.27	49.68283428	100	0.290	-0.003	0.527	600	1.444	0.408	0.711	0.711	1.079	1.079	0.620	0.620	1.559	0.372	0.372	1.559	Vérifie
R17-R18	90.4	90.46	89.27	89.15	50.0587015	100	0.290	-0.002	0.536	600	1.382	0.391	0.742	0.742	1.090	1.090	0.640	0.640	1.506	0.384	0.384	1.506	Vérifie
R18-R19	90.46	90.2	89.15	89.01	49.86569484	100	0.290	-0.003	0.521	600	1.496	0.423	0.686	0.686	1.072	1.072	0.604	0.604	1.604	0.363	0.363	1.604	Vérifie
R19-R20	90.2	90	89.01	88.95	24.81327011	100	0.290	-0.002	0.535	600	1.388	0.392	0.739	0.739	1.089	1.089	0.638	0.638	1.511	0.383	0.383	1.511	Vérifie
R20-R21	90	89.88	88.95	88.85	41.86548116	100	0.290	-0.002	0.537	600	1.380	0.390	0.744	0.744	1.090	1.090	0.641	0.641	1.504	0.385	0.385	1.504	Vérifie
R21-R22	89.88	89.88	88.85	88.72	49.27620177	100	0.290	-0.003	0.527	600	1.450	0.410	0.708	0.708	1.078	1.078	0.618	0.618	1.564	0.371	0.371	1.564	Vérifie
R22-R23	89.88	89.73	88.72	87.4	50.66470016	100	0.298	-0.026	0.346	400	3.478	0.437	0.682	0.682	1.071	1.071	0.602	0.602	3.724	0.241	0.241	3.724	Vérifie
R23-R24	89.73	88.8	87.4	86.95	50.05659281	100	0.300	-0.009	0.424	600	2.677	0.756	0.397	0.397	0.935	0.935	0.438	0.438	2.504	0.263	0.263	2.504	Vérifie
R24-R25	88.8	88.9	86.95	86.57	50.00876029	100	0.300	-0.008	0.437	600	2.461	0.695	0.431	0.431	0.957	0.957	0.460	0.460	2.354	0.276	0.276	2.354	Vérifie

## Chapitre VI : Dimensionnement du collecteur d'amenée vers la STEP

R25-R26	88.9	89.17	86.57	86.41	49.94247907	100	0.300	-0.003	0.514	600	1.598	0.452	0.664	0.664	1.066	1.066	0.591	0.591	1.704	0.355	0.355	1.704	Vérifie
R26-R27	89.17	89.4	86.41	86.24	50.03996488	100	0.300	-0.003	0.509	600	1.645	0.465	0.645	0.645	1.062	1.062	0.580	0.580	1.747	0.348	0.348	1.747	Vérifie
R27-R28	89.4	89.3	86.24	86.08	50.16487736	100	0.300	-0.003	0.515	600	1.594	0.451	0.666	0.666	1.067	1.067	0.592	0.592	1.701	0.355	0.355	1.701	Vérifie
R28-R29	89.3	89.21	86.08	85.91	49.84562326	100	0.300	-0.003	0.508	600	1.649	0.466	0.644	0.644	1.061	1.061	0.579	0.579	1.750	0.347	0.347	1.750	Vérifie
R29-R30	89.21	89.14	85.91	85.93	50.10813438	100	0.300	0.000	0.760	800	0.683	0.343	0.874	0.874	1.135	1.135	0.722	0.722	0.776	0.578	0.578	0.776	Vérifie
R30-R31	89.14	88.83	85.91	85.63	35.64785826	100	0.300	-0.008	0.435	600	2.502	0.707	0.424	0.424	0.952	0.952	0.456	0.456	2.382	0.273	0.273	2.382	Vérifie
R31-R32	88.83	88.77	85.63	85.47	49.71470875	100	0.300	-0.003	0.514	600	1.602	0.453	0.663	0.663	1.066	1.066	0.590	0.590	1.707	0.354	0.354	1.707	Vérifie
R32-R33	88.77	87.87	85.47	84.8	50.14646976	100	0.300	-0.013	0.393	400	2.490	0.313	0.959	0.959	1.139	1.139	0.775	0.775	2.838	0.310	0.310	2.838	Vérifie
R33-R34	87.87	87.29	84.8	84.64	50.32423233	100	0.300	-0.003	0.515	600	1.592	0.450	0.667	0.667	1.067	1.067	0.593	0.593	1.699	0.356	0.356	1.699	Vérifie
R34-R35	87.29	87.12	84.64	84.47	49.80966839	100	0.300	-0.003	0.508	600	1.649	0.466	0.644	0.644	1.061	1.061	0.579	0.579	1.750	0.347	0.347	1.750	Vérifie
R35-R36	87.12	86	84.47	83.57	49.93880014	100	0.300	-0.018	0.372	400	2.892	0.363	0.826	0.826	1.122	1.122	0.693	0.693	3.246	0.277	0.277	3.246	Vérifie
R36-R37	86	87.46	83.57	84.14	50.2491891	100	0.300	0.011	0.406	600	3.007	0.850	0.353	0.353	0.911	0.911	0.410	0.410	2.738	0.246	0.246	2.738	Vérifie
R37-R38	87.46	88.7	84.14	84.22	49.71048853	100	0.300	0.002	0.585	600	1.133	0.320	0.937	0.937	1.139	1.139	0.760	0.760	1.290	0.456	0.456	1.290	Vérifie
R38-R39	88.7	88.94	84.22	83.98	50.31712745	100	0.300	-0.005	0.477	600	1.950	0.551	0.544	0.544	1.025	1.025	0.523	0.523	1.999	0.314	0.314	1.999	Vérifie
R39-SR2	88.94	88.55	83.98	84.18	35.69142195	100	0.300	0.006	0.463	600	2.113	0.597	0.502	0.502	1.002	1.002	0.500	0.500	2.117	0.300	0.300	2.117	Vérifie
SR2-P1	88.55	88.44	84.18	87.02	25.92735367	100	0.300	0.110	0.265	400	5.886	0.416	0.721	0.721	1.083	1.083	0.627	0.627	6.373	0.188	0.188	6.373	Vérifie
P1-P2	88.44	88.62	87.02	87.2	20.91749331	100	0.300	0.009	0.427	600	2.619	0.740	0.405	0.405	0.941	0.941	0.444	0.444	2.463	0.266	0.266	2.463	Vérifie
P2-P3	88.62	88.8	87.2	87.4	21.23187317	100	0.300	0.009	0.420	600	2.740	0.774	0.387	0.387	0.930	0.930	0.433	0.433	2.548	0.260	0.260	2.548	Vérifie
P3-1	88.8	89.96	87.4	87.82	38.18910148	100	0.300	0.011	0.408	600	2.961	0.837	0.359	0.359	0.914	0.914	0.414	0.414	2.705	0.248	0.248	2.705	Vérifie
01-0.2	89.96	90.2	87.82	88.18	38.97993509	100	0.300	0.009	0.422	600	2.713	0.767	0.391	0.391	0.932	0.932	0.435	0.435	2.529	0.261	0.261	2.529	Vérifie
02-03	90.2	89.95	88.18	88.75	81.36880958	100	0.300	0.007	0.444	600	2.363	0.668	0.449	0.449	0.968	0.968	0.470	0.470	2.287	0.282	0.282	2.287	Vérifie
03-04	89.95	88.35	88.75	88.85	112.2212867	100	0.300	0.001	0.654	800	1.021	0.513	0.585	0.585	1.043	1.043	0.545	0.545	1.065	0.436	0.436	1.065	Vérifie
04-05	88.35	88.4	88.85	88.9	31.88005414	100	0.300	0.002	0.588	600	1.118	0.316	0.950	0.950	1.139	1.139	0.768	0.768	1.274	0.461	0.461	1.274	Vérifie
05-06	88.4	88.7	88.9	88.92	22.13145326	100	0.300	0.001	0.652	800	1.028	0.517	0.581	0.581	1.041	1.041	0.543	0.543	1.071	0.434	0.434	1.071	Vérifie
06-07	88.7	90.38	88.92	89.07	91.36717334	100	0.300	0.002	0.583	600	1.144	0.323	0.928	0.928	1.139	1.139	0.754	0.754	1.303	0.453	0.453	1.303	Vérifie
07-08	90.38	91.15	89.07	89.95	66.42064963	100	0.300	0.013	0.394	400	2.480	0.311	0.963	0.963	1.140	1.140	0.778	0.778	2.826	0.311	0.311	2.826	Vérifie
08-09	91.15	93.4	89.95	92.05	49.87163214	100	0.300	0.042	0.317	400	4.421	0.555	0.540	0.540	1.023	1.023	0.521	0.521	4.523	0.208	0.208	4.523	Vérifie
09-10	93.4	94.8	92.05	93.54	49.88936254	100	0.300	0.030	0.338	400	3.723	0.468	0.642	0.642	1.061	1.061	0.578	0.578	3.949	0.231	0.231	3.949	Vérifie
10-11	94.8	97.3	93.54	95.6	33.33500921	100	0.300	0.062	0.295	300	4.421	0.312	0.960	0.960	1.139	1.139	0.776	0.776	5.038	0.233	0.233	5.038	Vérifie
11-12	97.3	98.8	95.6	96.89	31.10043581	100	0.300	0.041	0.318	400	4.388	0.551	0.544	0.544	1.025	1.025	0.523	0.523	4.499	0.209	0.209	4.499	Vérifie
12-13	98.8	100.6	96.89	98.97	49.0496176	100	0.300	0.042	0.317	400	4.437	0.557	0.538	0.538	1.022	1.022	0.520	0.520	4.535	0.208	0.208	4.535	Vérifie
13-14	100.6	102.19	98.97	99.98	52.58565128	100	0.300	0.019	0.368	400	2.986	0.375	0.800	0.800	1.113	1.113	0.677	0.677	3.322	0.271	0.271	3.322	Vérifie
14-15	102.19	104.3	99.98	103.3	49.98483601	100	0.300	0.066	0.291	300	4.583	0.324	0.926	0.926	1.139	1.139	0.753	0.753	5.222	0.226	0.226	5.222	Vérifie
15-16	104.3	106	103.3	104.91	38.50436375	100	0.300	0.042	0.318	400	4.405	0.553	0.542	0.542	1.024	1.024	0.522	0.522	4.512	0.209	0.209	4.512	Vérifie
16-17	106	103.37	104.91	100.05	68.20502732	100	0.300	-0.071	0.287	300	4.747	0.335	0.894	0.894	1.138	1.138	0.734	0.734	5.403	0.220	0.220	5.403	Vérifie
17-18	103.37	98.5	100.05	97.3	22.01662219	100	0.300	-0.125	0.259	300	6.285	0.444	0.676	0.676	1.069	1.069	0.598	0.598	6.721	0.179	0.179	6.721	Vérifie

### **3 Dimensionnement des stations de relevage SR1 et SR2 (volumes utiles):**

#### **3-1 Calcul du volume utile de SR1:**

D'après les données obtenues au près de l'ONA, le volume utile de la SR1 est calculé sur la base d'un débit de pointe à temps de pluie égale à **189,5 l/s**. Or notre débit de pointe est calculé à temps sec (réseau séparatif) et égale à **84 l/s**, et pour une vitesse d'écoulement **V= 1,5 m/s** on aura:

$$VU = Q / (4 \times f) \quad \text{d'où} \quad v_u: \text{volume utile de la b\^ache du regard (en m}^3\text{)}$$

**Q:** débit de pointe à temps sec (en m<sup>3</sup>/h)

**f:** nombre d'enclenchements et déclenchements des pompes. (On prend f= 4)

$$V_u = 320,4 / (4 \times 4) = \mathbf{20,02 \text{ m}^3} \quad \text{au lieu de } 28,4 \text{ m}^3$$

On maintient la hauteur utile à 1,5m et on change la surface. Pour une hauteur de **1.5m** on obtient une surface égale à  $13.3\text{m}^2 \approx \mathbf{14\text{m}^2}$  d'où:

- Longueur du puisard **L=4m**
- Largeur du puisard **l = 3,5m**
- Hauteur du puisard **h = 1,5m**

#### **3-2 Calcul du volume utile de SR2:**

D'après les données obtenues au près de l'ONA, le volume utile de la SR2 est calculé sur la base d'un débit de pointe à temps de pluie égale à **286 l/s**. Or notre débit de pointe est calculé à temps sec (réseau séparatif) et égale à **114,51 l/s**, et pour une vitesse d'écoulement **V= 1,5 m/s** on aura:

$$V_u = Q / (4 \times f) \quad \text{d'où} \quad v_u: \text{volume utile de la b\^ache du regard (en m}^3\text{)}$$

**Q:** débit de pointe à temps sec (en m<sup>3</sup>/h)

**f:** nombre d'enclenchements et déclenchements des pompes. (On prend f= 4)

$$V_u = 413 / (4 \times 4) = \mathbf{25,76 \text{ m}^3} \quad \text{au lieu de } 42,90 \text{ m}^3$$

On maintient la hauteur utile à 1,5m et on change la surface. Pour une hauteur de 1.5m on obtient une surface égale à  $18,04 \text{ m}^2$  (on prend  $S = 19 \text{ m}^2$ ).

- Longueur du puisard **L = 5m**
- Largeur du puisard **l = 3,8m**
- Hauteur du puisard **h = 1,5m**

## **CHAPITRE VI : DIMENSIONNEMENT DU COLLECTEUR D'AMENEE VERS LA STEP**

---

### **4 Choix des pompes:**

Le groupe électropompe de la station de relevage est obtenu pour un débit de pointe de **189,5 l/s**, or le débit réel ( réseau séparatif) est de **84l/s**. et en gardant les mêmes paramètres (hauteur géométrique, longueur du tronçon, cotes des ouvrages) on déduit qu'une seule pompe suffira pour le refoulement de notre débit ce qui donnera pour la SR1 deux pompes d'un débit unitaire de **94,75 l/s** chacune ( **01+01 pompe de réserve**), et sera de même pour la station de relevage **SR2**.

### **Conclusion :**

Dans ce chapitre nous avons dimensionné le collecteur d'amené vers la STEP de Sidi-Aich. Ce collecteur relie tous les rejets de Sidi-Aich et les localités avoisinantes pour les transporter vers la STEP afin de diminuer la pollution.

**CHAPITRE VII :**  
**DEVIS QUANTITATIF DU**  
**PROJET**

## Chapitre VII : Devis quantitatif du projet

### Introduction

Le calcul du devis quantitatif et estimatif permet d'effectuer une estimation du coût de notre projet, il est utile également dans le cas de choix entre deux ou plusieurs variantes c'est-à-dire faire une étude technico-économique.

L'estimation est réalisée au stade du schéma de principe, par mètre linéaire de canalisation posée.

Les différentes opérations effectuées sont :

- Travaux de décapage à grande masse ;
- Travaux de décapage de la tranchée ;
- fourniture et pose de lit de sable ;
- fourniture et pose des buses en béton armé ;
- L'exécution des regards de chute, de visite ou de jonction ;
- Travaux de remblai de la tranchée ;
- Transport des terres excédentaires ;

### 1 Détermination des différents volumes

#### 1-1 Volumes des déblais des tranchées « Vp »

##### a) Forme rectangulaire :

Le volume des déblais des tranchées « vp » pour ce type de tranchée est donné par la relation suivante :

$$V_D = b.L.H_{tr} \quad (m^3)$$

Avec :      b : Largeur de la tranchée (m) ;

$$B = D + 2.a \quad ; \quad (a = 0.30m)$$

a : Distance entre la conduite et l'extrémité de la fouille ;

L : Longueur totale de la tranchée (m) ;

H<sub>tr</sub> : Profondeur de la tranchée (m)

$$H_{tr} = e + h + D \quad (m)$$

Ou :

e : Epaisseur da la couche du lit de pose ; e=0.10m

H : Profondeur minimale au dessus de la génératrice supérieure de la couche (m) ;

D : Diamètre nominal de la conduite (m)

### 1-2 Volume du découvert «V»

Le volume de la couche végétale à découper est calculé comme suit :

$$V=b.h'.L \quad (m^3)$$

Avec : **V** : Volume de la couche végétale (m<sup>3</sup>) ;

**b** : Largeur de la couche végétale (m) ;

**h'** : Hauteur de la couche végétale (m) ; h=0.20m

**L** : longueur totale de la tranchée (m).

### 1-3 Volume occupé par le lit de pose « V<sub>LP</sub> »

Ce volume est donné par la formule suivante :

$$V_{LP}=e.b.L \quad (m^3)$$

Avec : e : Epaisseur de la couche du lit de pose ; e=0.10m

b : Largeur de la tranchée(m) ;

L : Longueur totale de la tranchée (m).

### 1-4 Volume de la conduite « V<sub>c</sub> »

Le volume occupé par la conduite dans la tranchée est donné par la relation suivante :

$$V_c = \frac{\pi.D^2}{4}.L$$

Avec : D : Diamètre de la conduite (m) ;

L : Longueur totale de la tranchée (m).

### 1-5 Volume d'eurobanque tamisée « V<sub>e.t</sub> »

Ce volume est exprimé par la formule suivante :

$$V_{e.t}=b.(D+0.20).L.V_c \quad (m^3)$$

Avec : b : Largeur de la tranchée (m) ;

D : Diamètre de la conduite (m) ;

L : Longueur totale de la conduite (m<sup>3</sup>)

**1-6 Volume du remblai « V<sub>R</sub> »**

Le volume du remblai de la conduite est donné par l'expression suivante :

$$V_R = V_{D.F} - V_{\text{evacué}} \quad (\text{m}^3)$$

Avec : V<sub>D.F</sub> : Volume des déblais foisonnés.

$$V_{D.F} = V_D \cdot K_f \quad (\text{m}^3) ;$$

K<sub>f</sub> = 1.25 (Coefficient de foisonnement)

$$V_{\text{evacué}} = V_{LP} + V_c + V_{e.t} \quad (\text{m}^3)$$

Ou : V<sub>LP</sub> : Volume occupé par le lit de pose (m<sup>3</sup>) ;

V<sub>c</sub> : Volume de la conduite (m<sup>3</sup>) ;

V<sub>e.t</sub> : Volume d'enrobage tamisé (m<sup>3</sup>) ;

Les différents volumes sont représentés dans le tableau VII.1 :

**Tableau VII.1:Volumés de travaux**

	<b>Vdeb</b> m <sup>3</sup>	<b>Vcondt</b> m <sup>3</sup>	<b>Vl.s</b> m <sup>3</sup>	<b>Vc.v</b> m <sup>3</sup>	<b>Vremb</b> m <sup>3</sup>	<b>Vf</b> m <sup>3</sup>	<b>Vexcé</b> m <sup>3</sup>
Réseau d'eau pluviale secondaire et principale	13537.5	2721.87	1083	541.5	9191.13	<b>16786.5</b>	7595.37
Réseau d'eau usée	32070	6448.056	2565.6	1282.8	21774	<b>39766.8</b>	17992.8
Réseau unitaire	11276	2833.67	1127.6	563.8	6751	13980.24	7229.24
La somme	56883.5	12003.6	4776.2	2388.1	37716.13	70533.54	32817.41

## 2 Le coût du projet

Après avoir estimé le coût du projet, on a abouti au résultat suivant :

**Tableau VII.2: 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>	2388.1	150	358215
2	Déblai	M <sup>3</sup>	56883.5	300	17065050
3	Pose du lit de sable	M <sup>3</sup>	4776.2	1000	4776200
4	Remblai de la tranchée	M <sup>3</sup>	37716.13	350	13200645.5
5	Evacuation des déblaies excédentaires	M <sup>3</sup>	32817.41	160	5250785.6
<b>B</b>	<b>Canalisation</b>				
1	<b>Fourniture, transport et pose de canalisation</b>				
	<b>Canalisation en béton</b>				
	1800	MI	2601.5	1500	3902250
	400	MI	2800	2000	5600000
	600	MI	6014	2300	13832200
	800	MI	6814	2500	17035000
	1000	MI	1872	2800	5241600
	1200	MI	1853	3100	5744300
	1500	MI	1033	3500	3615500
<b>C</b>	<b>Construction</b>				
1	Construction des regards en béton armé	U	98	16000	1568000
	<b>THT</b>				97189746.1
	<b>TVA 17%</b>				165222568.4
	<b>TTC</b>				113712002.9

**Conclusion Générale**

Au terme de cette étude, il faut dire que ce travail effectué consiste en l'étude du système d'assainissement de la commune de Sidi-Aich, en procédant à sa rénovation après l'avoir diagnostiqué physiquement et hydrauliquement. L'évacuation des effluents va se faire par le relevage des eaux usées vers un autre réseau servant de décharge pour notre réseau vers la station d'épuration.

Pour arriver à cette fin, on a été dans l'obligation de respecter les points suivants après le diagnostic :

- Projeter un réseau d'assainissement de type unitaire et séparatif (rive droite nouvelle ville) qui permet d'évacuer tous les débits des eaux usées et pluviales de l'agglomération, dans des conditions favorables.
- Faire le choix d'emplacements des stations de relevage nécessite la connaissance des caractéristiques des régions où on va bâtir nos stations, tel que les caractéristiques climatiques de la région, les caractéristiques des agglomérations, les débits évacués par les habitants...etc.
- Faire une étude technico-économique des conduites de refoulement, ainsi que le choix de l'acier comme matériau pour la conduite de refoulement, tout d'abord l'eau usée suivrait un écoulement vers la STEP gravitaire ensuite refoulement pour la première station et ça serait similaire pour la deuxième station.
- Choix du type et nombre de pompes à utiliser selon les exigences de fonctionnement, on aura deux pompes pour chaque station et une de secours.

Enfin notre travail va contribuer à l'amélioration des performances du réseau d'assainissement de la ville, et par conséquent les conditions de vie des habitants de la commune de Sidi Aich ainsi que les localités avoisinantes, en leur assurant une évacuation des eaux usées par l'utilisation des stations de relevage, qui refoulent ces eaux vers le collecteur gravitaire et par la suite vers la station d'épuration.

---

**REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES**

**Salah BOUALEM**, Polycopies d'assainissement 5<sup>ème</sup> année, ENSH 2015.

**Rapport diagnostic**, subdivision Sidi aich, 1997.

**TOUAIBIA, B.** Manuel Pratique d'Hydrologie, Mars 2004, 164 p.

**BOURRIER Regis, (1991) Les réseaux d'assainissement 3<sup>ème</sup> Edition:**  
Revue et augmentée, Lavoisier. Paris.