

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية  
République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'Enseignement Supérieur  
et de la Recherche Scientifique

Université Akli Mohand Oulhadj - Bouira -  
Institut de Technologie



وزارة التعليم العالي والبحث العلمي  
جامعة أكلي محمد أولحاج  
- البويرة -  
معهد التكنولوجيا

## Département de Génie de l'Eau

### Rapport de soutenance

En vue de l'obtention du diplôme  
de Licence professionnelle en :

**Hydraulique**

**Thème :**

# Dimensionnement du réseau d'Assainissement de la localité Lamaiz, W. Adrar

**Réalisé par :**

- KANDA Abdellatif

**Encadré par :**

-Mr. DAHMANI Saad

Enseignant (Institut de Technologie, IT Bouira)

**Corrigé par :**

-Mme. REZIG Amina

Enseignante (Institut de Technologie, IT Bouira)

-Mme. BOUAKLINE Hanane

Enseignante (Institut de Technologie, IT Bouira)

Année Universitaire : 2020/2021

# Remerciement

Premièrement, je remercie Dieu de manière très illimitée; pour me donner le courage de surmonter les moments les plus difficiles de ma vie et sa détermination à mener à bien cet humble travail et son aide durable.

Les premières personnes à mériter de grands remerciements sont mes parents, qui m'ont fourni toute ma vie et pendant mes études tout ce dont j'ai besoin et fatigué pour mon éducation et ma réussite et n'ont rien manqué. J'ai pris Dieu pour les protéger.

J'adresse mes sincères remerciements à mon encadreur : Mr. **Saad DAHMANI** de m'avoir orienté par ses conseils judicieux dans le but de mener à bien ce travail.

Un remerciement spécial pour mon Co-encadreur : Mr. **Abd Esselem BEN HAMADI** pour sa disponibilité permanente, ses commentaires et bien sûr ses Critiques constructives.

Je tiens à exprimer ma profonde gratitude pour toute l'équipe des ingénieurs du DRE ADRAR pour leurs gentillesse, justesse, encouragements et soutiens.  
Merci beaucoup, tout le monde.

## **Dédicace**

Je dédie cette humble œuvre aux deux personnes qui m'ont donné la vie après Dieu, symbole de tendresse et de sacrifice, qui se sont sacrifiées pour mon bonheur et mon succès, à ma chérie mère et à mon cher père.

Je dédie mon travail, à ma grande famille, à mes amis et à tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à ma formation.

# Sommaire

# Sommaire

Introduction générale .....	1
I.1 Présentation de l'établissement d'accueil .....	2
I.1.1 Présentation de la subdivision des ressources en eau .....	2
I.1.2 Organisation de la subdivision des ressources en eau .....	2
I.1.3 Organigramme de l'établissement d'accueil .....	3
I.1.4 Tâches de la subdivision de la direction des ressources en eau .....	3
I.2 Conclusion.....	3
II.1 Introduction .....	4
II.2 Situation géographique .....	4
II.3 Étude démographique .....	5
II.3.1 Nombre de la population .....	5
II.3.2 Evolution de la population .....	5
II.4 Climatologie .....	6
II.4.1 Le climat.....	6
II.4.2 La température.....	7
II.5 Situation hydraulique .....	7
II.5.1 Ressources en eau .....	7
II.6 Conclusion.....	8
III.1 Introduction .....	9
III.2 Période de retour.....	9
III.3 Détermination de l'intensité moyenne des précipitations .....	9
III.4 Calcul de base.....	10
III.4.1 Découpage de l'aire d'étude en sous bassins élémentaires .....	10
III.4.2 Système d'évacuation .....	11
III.4.2.1 Système pseudo séparatif : .....	11
III.4.2.2 Système unitaire .....	11
III.4.2.3 Système séparatif.....	12

III.4.3	Choix du système d'évacuation.....	13
III.4.4	Définition d'un réseau d'assainissement urbain .....	13
III.4.5	Fonctions d'un réseau d'assainissement .....	14
III.4.6	Schémas de réseau d'assainissement .....	14
III.4.6.1	Schéma radial .....	14
III.4.6.2	Schéma par zone étagée .....	14
III.4.6.3	Schéma à collecteur transversal oblique .....	15
III.4.6.4	Schéma par déplacement latéral .....	15
III.4.6.5	Schéma perpendiculaire .....	16
III.4.7	Choix du schéma du réseau d'évacuation .....	17
III.4.8	Le traçage du réseau.....	18
III.4.9	Facteurs influant sur les projets d'assainissement .....	18
III.4.10	Choix du coefficient de ruissellement .....	18
III.4.11	Types de coefficient de ruissellement .....	19
III.4.11.1	Coefficient de ruissellement en fonction de densité de la population.....	19
III.4.11.2	Coefficient de ruissellement pondéré dans le temps .....	19
III.4.12	Calcul du nombre d'habitants pour chaque sous bassin.....	20
III.4.13	Calcul de la densité moyenne .....	20
III.5	Conclusion.....	22
IV.1	Introduction.....	23
IV.2	Origines et nature des eaux usées.....	23
IV.2.1	Eaux de service public .....	23
IV.2.2	Eaux industrielles .....	23
IV.2.3	Eaux usées domestiques .....	23
IV.3	Estimation des débits des eaux usées .....	23
IV.4	Quantité des eaux usées à évacuer .....	24

IV.5	Estimation des débits des eaux usées domestiques .....	24
IV.6	Consommation en eaux potable .....	24
IV.7	Évaluation du débit moyen journalier .....	24
IV.8	Evaluation du débit de pointe .....	25
IV.9	Évaluation des débits des eaux pluviales .....	26
IV.10	Méthode rationnelle .....	26
IV.10.1	Validité de La Méthode Rationnelle .....	27
IV.10.2	Hypothèses de la méthode rationnelle .....	28
IV.10.3	Temps de concentration.....	28
IV.11	Conclusion.....	30
V.1	Introduction.....	32
V.2	Tracé choisi du collecteurs principal .....	32
V.3	Calcul de la pente moyenne .....	35
V.4	Calcul des diamètres et paramètres hydrauliques :.....	37
V.5	Conclusion.....	38
	Conclusion générale .....	39

# Liste des tableaux

<b>Tableau II.1:</b> Estimation du nombre d'habitants .....	6
<b>Tableau II.2 :</b> Caractéristiques de la station pluviométrique d'Adrar .....	6
<b>Tableau II.3 :</b> Caractéristiques de forage « Lamaiz » .....	7
<b>Tableau II.4 :</b> Caractéristiques de châteaux d'eau « Lamaiz » .....	7
<b>Tableau III. 5 :</b> <i>Comparaison des trois systèmes de réseaux d'assainissement</i> .....	17
<b>Tableau III.6 :</b> Caractéristiques de l'agglomération .....	21
<b>Tableau IV.7:</b> Évaluation des débits des eaux usées des équipements pour chaque sous bassin .....	25
<b>Tableau IV.8 :</b> Calcul de débit de temps de pluie .....	29
<b>Tableau V.9:</b> Résumé des débits des quatre tronçons .....	35
<b>Tableau V.10:</b> Calcul de la pente moyenne de tronçon 1 .....	35
<b>Tableau V.11:</b> Calcul de la pente moyenne de tronçon 2 .....	36
<b>Tableau V.12:</b> Calcul de la pente moyenne de tronçon 3 .....	36
<b>Tableau V.13:</b> Calcul de la pente moyenne de tronçon 4 .....	36
<b>Tableau V.14:</b> Calcul des diamètres et paramètres hydrauliques de tronçon 1 .....	38
<b>Tableau V.15:</b> Calcul des diamètres et paramètres hydrauliques de tronçon 2 .....	38
<b>+Tableau V.16:</b> Calcul des diamètres et paramètres hydrauliques de tronçon 3 .....	38
<b>Tableau V.17:</b> Calcul des diamètres et paramètres hydrauliques de tronçon 4 .....	38



# Liste des figures

<b>Figure I.1:</b> Structure organisationnelle de subdivision des ressources en eau.....	3
<b>Figure II.2:</b> La zone d'étude « la localité Lamaiz » .....	5
<b>Figure III.3:</b> Réseau pseudo séparatif .....	11
<b>Figure III.4:</b> Réseau unitaire.....	12
<b>Figure III.5:</b> Réseau séparatif .....	13
<b>Figure III.6 :</b> Schéma radial.....	14
<b>Figure III. 7:</b> Schéma par zone étagée .....	15
<b>Figure III.8 :</b> Schéma à collecteur transversal oblique .....	15
<b>Figure III.9 :</b> Schéma par déplacement latéral .....	15
<b>Figure III.10 :</b> Schéma perpendiculaire .....	16
<b>Figure V.11:</b> Carte de collecteurs principaux .....	32
<b>Figure V.12:</b> Carte de collecteur secondaire de tronçon 1 .....	33
<b>Figure V.13:</b> Carte de collecteur secondaire de tronçon 2 .....	33
<b>Figure V.14:</b> Carte de collecteur secondaire de tronçon 3 .....	34
<b>Figure V.15:</b> Carte de collecteur secondaire de tronçon 4 .....	34

# Liste des symboles

Symboles	Unités
• $i_m$ : intensité moyenne.....	(mm/h)
• $\Delta h$ : hauteur de pluie tombée pendant la durée $\Delta t(h)$ .....	(mm)
• $P_N$ : Population future à l'horizon.....	(hab)
• $P_0$ : Population de l'année de référence .....	(hab)
• $T$ : Taux d'accroissement .....	
• $N$ : l'écart entre l'année de dernier recensement et l'horizon de calcul.....	
• $A_i$ : surface du sous bassin .....	(ha)
• $A$ : surface totale .....	(ha)
• $C_{ri}$ : coefficient de ruissellement partiel.....	
• $C_{rp}$ : coefficient de ruissellement total pondéré.....	
• $i$ : numéro de sous bassin .....	
• $D_i$ : densité partielle pour chaque sous bassin.....	(hab/ ha)
• $C_{rp}$ : coefficient de ruissellement total pondéré....	
• Débit moyen rejeté quotidiennement .....	(l/s)
• $N$ : Nombre d'habitants à l'horizon d'étude .....	(hab)
• $d$ : Dotation journalière .....	(l/j hab)
• $K_r$ : Coefficient de rejet pris égal à 80% de la quantité d'eau potable consommé.....	
• $Q_{pte}$ : Débit de pointe.....	(m <sup>3</sup> /s)
• $Q_{j\ moy}$ : Débit moyen journalier.....	(m <sup>3</sup> /s)
• $K_p$ : Coefficient de pointe.....	
• $Q$ : débit d'eau de ruissellement .....	(l/s)
• $C_r$ : coefficient de ruissellement.....	
• $i$ : intensité de précipitation .....	(l/s/ha)
• $\alpha$ : Coefficient correcteur de l'intensité .....	
• $L$ : Longueur de la conduite.....	(m)
• $V$ : Vitesse d'écoulement de l'eau dans la conduite.....	(m/s)
• $I$ : Pente moyenne .....	(m)
• $V_{ls}$ : Volume du lit du sable .....	(m <sup>3</sup> )
• $B$ : Largeur de la couche du tronçon .....	(m)

- $V_{\text{cdt}}$  : Volume occupé par les conduites .....( $\text{m}^3$ )
- $L$  : Longueur totale de la tranchée .....( $\text{m}$ )
- $V_{\text{r}}$  : Volume du remblai .....( $\text{m}^3$ )
- $V_{\text{exc}}$  : Volume du sol excédentaire .....( $\text{m}_3$ )
- $V_{\text{f}}$  : Volume du sol foisonné .....( $\text{m}_3$ )
- $K_{\text{f}}$  : Coefficient de foisonnement .....
- $V_{\text{h}}$  : vitesse de passage de l'eau .....( $\text{m/s}$ )
- $u$  : vitesse de sédimentation .....( $\text{cm/s}$ )
- $i$  : intensité de pluie .....( $\text{mm}$ )
- $M$  : coefficient d'allongement .....
- $R_{\text{h}}$  : Rayon hydraulique .....( $\text{m}$ )
- $C$  : Coefficient de CHEZY.....
- $h$  : hauteur de remplissage dans la conduite.....( $\text{m}$ )
- $Q_{\text{PS}}$  : débit à pleine section .....( $\text{m}^3/\text{s}$ )
- $V_{\text{PS}}$  : vitesse à pleine section .....( $\text{m/s}$ )
- $D$  : diamètre normalisé de la conduite .....( $\text{mm}$ )
- $(P)$  Périmètre mouillé .....( $\text{m}$ )
- $(S)$  Section mouillée .....( $\text{m}^2$ )
- $V$  : Vitesse d'écoulement .....( $\text{m/s}$ )
- $R_{\text{q}}$  : rapport des débits.....
- $R_{\text{v}}$  : rapport des vitesses.....
- $R_{\text{h}}$  : rapport des hauteurs.....
- $H$  : Profondeur de la tranchée.....( $\text{m}$ )
- $e$  : Epaisseur du lit de sable.....( $\text{cm}$ )
- $h$  : Hauteur du remblai.....( $\text{m}$ )
- $B$  : Largeur de la fouille au fond.....( $\text{m}$ )
- $c$  : Espacement entre les parois de la tranchée et la conduite.....( $\text{m}$ )
- $V_{\text{cv}}$  : Volume de la couche de terre végétale .....( $\text{m}^3$ )
- $V_{\text{d}}$  : Volume des déblais des tranchées .....( $\text{m}^3$ )
- $B$  : Largeur de la couche du tronçon .....( $\text{m}$ )
- $L$  : Longueur totale de la tranchée .....( $\text{m}$ )
- $H$  : Profondeur de la tranchée .....( $\text{m}$ )

- K : est un coefficient d'expression .....
- U : est un coefficient d'expression .....
- V : est un coefficient d'expression .....
- W : est un coefficient d'expression .....
- $I_i$  : pente du tronçon i ;.....(m/m)
- $Q_i$  : débit du tronçon i ;..... ( $m^3/s$ )
- N : nombre des tronçons .....

## الملخص

الغرض من هذا العمل هو دراسة انشاء شبكة الصرف الصحي لمنطقة "المعيز" بلدية تسابيت الواقعة بولاية أدرار حيث شهدت المنطقة تلوثا بيئيا بسبب غياب شبكة الصرف الصحي، مما أدى الى ظهور أمراض مختلفة وتعرض حياة بعض المواطنين المحليين الى الخطر.

أخيرا، تم اقتراح انجاز شبكة مياه الصرف الصحي وفق المعايير المعمول بها تماشيا مع متطلبات المنطقة لتصريف مياه الصرف الصحي (مياه المستعملة و مياه الأمطار) ، باضافة الى القضاء على التلوث في منطقة الدراسة.  
**الكلمات المفتاحية:** شبكة الصرف الصحي ، مياه المستعملة ، الصرف الصحي ، مياه الأمطار ، التلوث .

## Résumé

Le but de ce travail est l'étude d'un réseau d'assainissement pour la zone de « Lamaiz » dans la municipalité de Tsabit, wilaya Adrar, où la zone a été témoin d'une pollution sévère en raison de l'absence du système d'égouts, qui a conduit à l'émergence de différentes maladies et a exposé la vie de certains citoyens locaux au danger.

Enfin, il a été proposé de terminer le réseau d'égouts conformément aux normes applicables conformément aux exigences de la région en matière de rejet d'eaux usées (eaux usées et eaux pluviales), en plus d'éliminer la pollution dans la zone d'étude.

**Mots clés:** Réseau d'assainissement, eaux usées , assainissement, eaux pluviales, pollution.

## Abstract:

The aim of this work is the study of sewage system for the area of "Lamaiz" in the municipality of Tsabit, in Adrar wilaya, where the area has witnessed severe pollution due to the lack of the water system. Sewers, which led to the emergence of different diseases and exposed the life of some local citizens in danger.

Finally, it was proposed to complete the sewerage network in accordance with the applicable standards and in accordance with the region's requirements for the discharge of wastewater (domestic sewage and storm water), in addition to eliminating pollution in the area of study.

**Keywords:** Sewage network, Wastewater, Sanitation, Rainwater, Pollution.

# Introduction générale

### Introduction générale

Le but de l'assainissement de masse est d'assurer la collecte et le transport de toute l'eau contaminée, pluvieuse ou usée. Il traite également ces eaux avant qu'elles ne soient libérées dans l'environnement naturel ; cela se fait, bien sûr, d'une manière qui correspond aux préoccupations en matière de santé publique et d'environnement.

L'assainissement d'une agglomération résulte de la nécessité qu'il y a d'évacuer les eaux pluviales ou usées de façon rapide et dans des conditions permettant de préserver la santé des individus en les mettant à l'abri d'une éventuelle propagation des germes pathogènes.

Cette évacuation doit se faire en sauvegardant la qualité du milieu naturel. Pour y parvenir, il est nécessaire que la conception du réseau, sa réalisation et son exploitation soient faites le plus précisément et le plus correctement possible.

Il faut noter que, si la collecte des eaux est maintenant à peu près générale, l'environnement est encore loin d'être protégé de la pollution qui résulte du rejet d'effluent insuffisamment ou même non traités.

L'évacuation des eaux permet outre, d'assurer la sécurité des personnes et des biens et présente donc un intérêt évident pour la collectivité.

Le but de ce mini projet de cours est de prendre connaissance les différentes étapes nécessaires à l'étude hydraulique d'un projet d'assainissement.

# **Chapitre I**

## **Présentation de l'établissement d'accueil**



## **I.1 Présentation de l'établissement d'accueil**

### **I.1.1 Présentation de la subdivision des ressources en eau**

Il s'agit d'un organisme public affilié à la direction des ressources en eau créée en 1989.

Il est composé des membres et est dirigé par le chef de subdivision (le subdivisionnaire). Il est responsable de la préparation des fiches techniques pour l'achèvement des projets proposés et participe avec les différents secteurs du département à la sélection du terrain pour les nouveaux projets et la section entretient des relations avec toutes les municipalités et organismes techniques afin de département fiscal et la Daira.

Cette section comprend description sur bureau de chef de subdivision et les services techniques un secrétariat général et bureau de secrétariat et une salle d'archive.

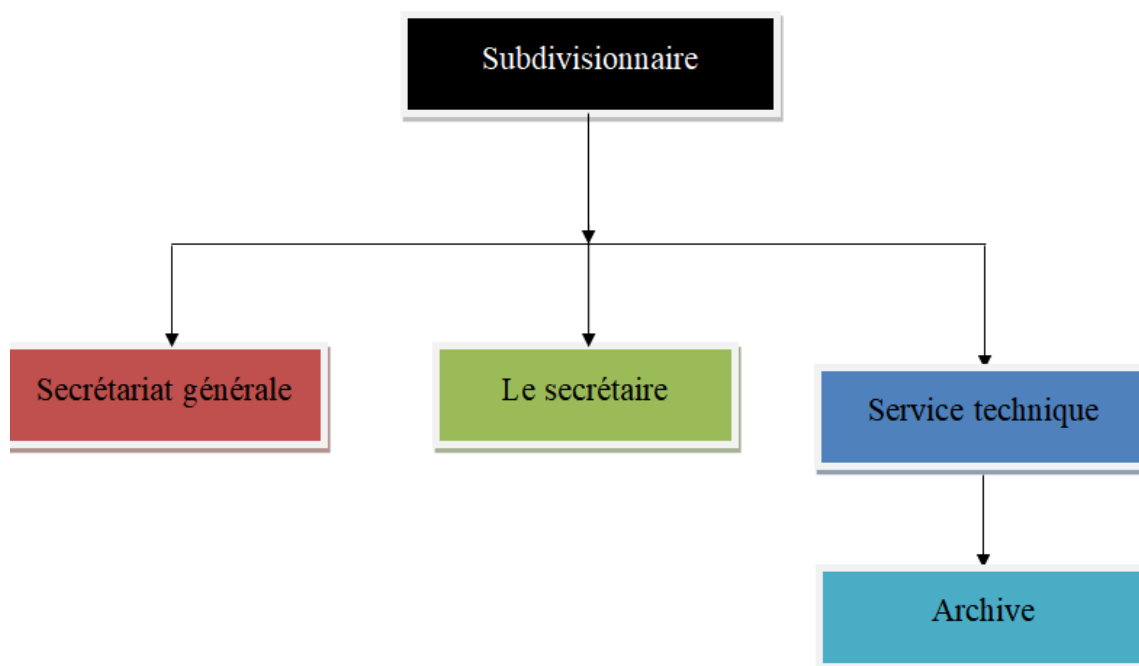
La direction de toute institution est une unité intégrée en termes de coordination et d'exécution de tâches administratives et de coopération entre les différents départements car l'objectif est identique et le but recherché et que chaque intérêt ne fait que son travail et est stipulé dans les lois et textes ministériels et administratifs.

La subdivision de la direction des ressources en eau a ses propres intérêts et son travail administratif nécessite de savoir quand chaque service s'acquitte de ses tâches administratives dans une atmosphère de confiance et de coopération par la coordination puis achève tous les travaux au niveau de tous les services si ceux-ci se complètent et que les tâches administratives se déroulent parfaitement.

### **I.1.2 Organisation de la subdivision des ressources en eau**

- a Bureau de chef de subdivision ;
- b Le secrétariat général ;
- c Service techniques ;
- d Le secrétariat ;
- e Archive.

### I.1.3 Organigramme de l'établissement d'accueil



**Figure I.1:** Structure organisationnelle de subdivision des ressources en eau

### I.1.4 Tâches de la subdivision de la direction des ressources en eau

1. Supervise les projets,
2. Conseil et assistance technique,
3. Étude des réseaux de consommation,
4. Étude des réseaux d'assainissement,
5. La préservation de l'environnement,
6. Voir à fournir de l'eau aux résidents,
7. Travailler à la préparation de fiches techniques pour compléter les projets proposés,
8. Participer à la sélection du terrain approprié pour les projets.

## I.2 Conclusion

Après avoir exposé la définition de la subdivision des ressources en eau et leurs avantages, et m'étant familiarisé avec sa mission et son organisation, j'ai procédé à la collecte des données pour la zone d'étude nécessaires à l'élaboration de l'étude du projet.

# **Chapitre II**

## Présentation de la zone d'étude

## II.1 Introduction

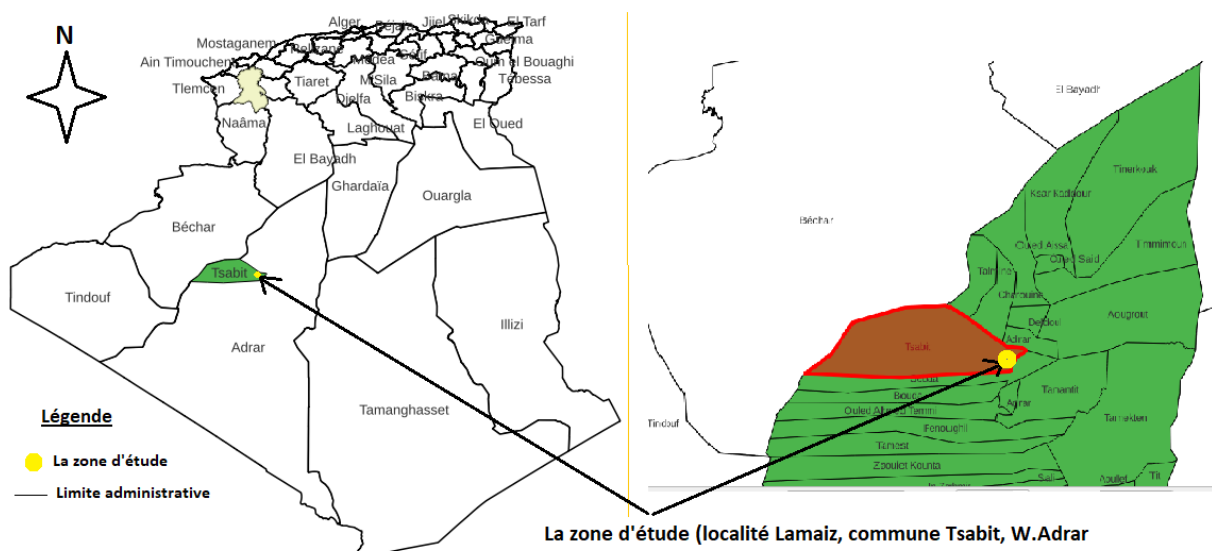
Après avoir terminé de présenter l'entreprise à bien des égards, nous sommes passés à une description du site d'étude - la région de Lamaiz, commune de Tsabit, W. Adrar - et de ses caractéristiques.

## II.2 Situation géographique

La localité Lamaiz constitue des terrains plats avec une direction d'allongement du nord au sud. C'est une zone de superficie de 350 hectares avec une forte densité de population, et représente une zone urbaine au sein de la commune de Tsabit, loin 50 km au nord du centre-ville.

La zone d'étude (La localité Lamaiz) est délimitée par :

- A l'Est: route RN 06A;
- A l'Ouest : par la municipalité de Tabelbala (wilaya de Béchar) ;
- Au Sud : lotissement d'Elhabla ;
- Au Nord : lotissement d'Oudjlane.



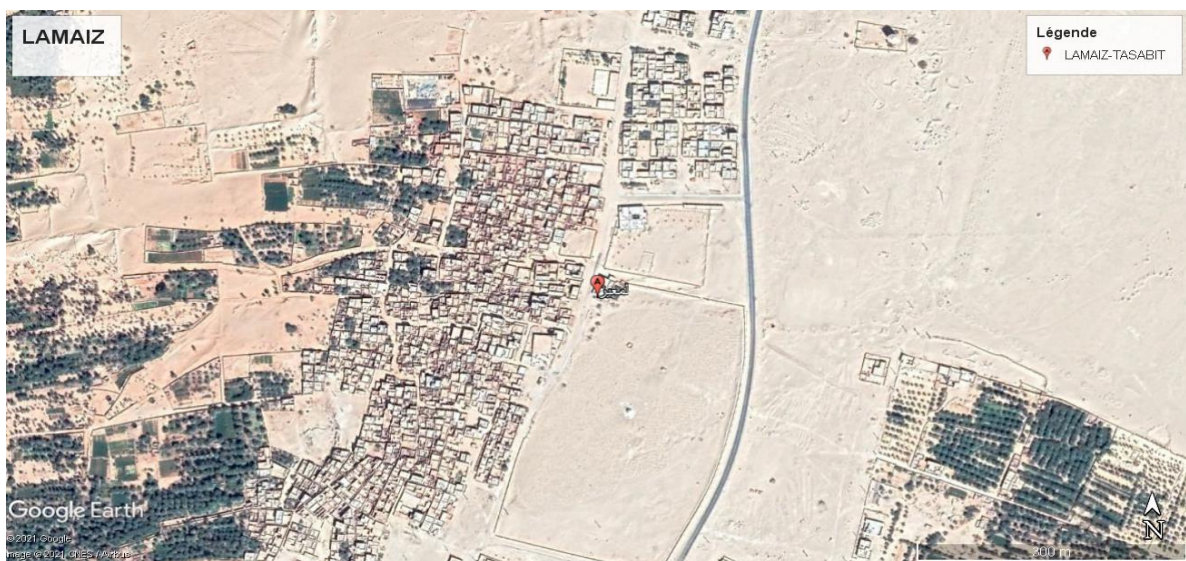


Figure II.2: La zone d'étude « la localité Lamaiz »

## II.3 Étude démographique

### II.3.1 Nombre de la population

Le nombre d'habitants dans la zone est de 2 269 habitants en 2008 (source APC), avec un taux d'accroissement de 3 % environ.

### II.3.2 Evolution de la population

En se basant sur le nombre de la population obtenu auprès des services de l'APC pour l'année 2008, la population future est calculée suivant la formule suivante: (MEBARKI & HALIMI, 2018)

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

**P<sub>n</sub>** : Population prévisionnelle à l'horizon d'étude.

**P<sub>0</sub>** : Population de l'année de référence (2008).

**T** : Taux d'accroissement de la population (3 %).

**n** : Nombre d'année de référence et l'horizon de calcul.

Les résultats de calcul sont inscrits dans le tableau qui suit :

**Tableau II.1:** Estimation du nombre d'habitants

Horizon (année)	2008	2021	2051
Population	2 269	3 332	8 088

## II.4 Climatologie

### II.4.1 Le climat

Le climat de la région d'Adrar (y compris la zone Lamaiz) est légèrement variable, car plus on va vers le sud, la température augmente souvent. La zone est caractérisée par un climat sec et aride. L'aridité s'exprime non seulement par des températures élevées en été et par la faiblesse des précipitations, mais surtout par l'importance de l'évaporation due à la sécheresse de l'air. Ces paramètres climatiques ont une grande importance pour toute étude hydrogéologique; car ils ont une influence sur le comportement hydraulique de la région.

Les données utilisées se rapportent à la période allant de 1995 à 2014, soit 19 années d'observations. La station météorologique est localisée à 15 km à l'Est de la ville d'Adrar.

**Tableau II.2 :** Caractéristiques de la station pluviométrique d'Adrar ( MEBARKI & HALIMI, 2018)

Station	Code	X	Y	Z (m)	Années d'observation
Adrar	13-01-16	0°10, W	27°50, N	279	1994-2014

### II.4.2 La température

La température est un facteur important qui conditionne l'hydro-climatologie d'une région. Pour notre étude nous avons pu disposer des données moyennes mensuelles et annuelles de la station d'Adrar.

On distingue deux saisons :( MEBARKI & HALIMI, 2018)

- Une saison chaude qui s'étend de mai jusqu'à septembre. Nous devons signaler qu'en mois d'Août les températures deviennent insupportables.
- La variation brusque de la température est due à l'influence des caractéristiques géographiques et les masses d'air tropical continental.

## II.5 Situation hydraulique

### II.5.1 Ressources en eau

La zone de Lamaiz est alimentée à partir d'une batterie de forage. Le forage est un ancien procédé remarquable pour la menée de l'eau en surface a connu un grand essor dans le grand sud algérien, en particulier, à travers la wilaya d'Adrar.

Les propriétés du forage sont comme suit : ( MEBARKI & HALIMI, 2018)

**Tableau II.3 :** Caractéristiques de forage « Lamaiz »

Nom de forage	Localité	Profondeur (m)	Niveaux (m)		Qexp (l/s)	Mise en service	Gestion	Etat
			Stat	Dynam				
Lamaiz	Lamaiz	135.5	69.91	35	35	1982	APC	En service

**Tableau II.4 :** Caractéristiques de châteaux d'eau « Lamaiz » ( MEBARKI & HALIMI, 2018)

Nom	Type	Capacité (m <sup>3</sup> )	Zones desservies	Latitude	Longitude	Gestion
Lamaiz	Châteaux d'eau	600	Oudjlane Lamaiz	28°21'11.34"N	0°12'54.84"O	APC

**II.6 Conclusion**

La présentation de la zone d'étude (local « Lamaiz ») a permis d'élaborer et de faciliter un plan de travail pour la réalisation du réseau d'assainissement principal de la zone et de définir un programme de travaux à long terme, qui est la mise en place d'un réseau d'égouts pour diriger les eaux usées hors la zone d'habitation.



# **Chapitre III**

## Étude hydrologique et calcul de base

### III.1 Introduction

Avant d'entamer tout projet d'assainissement, une étude hydrologique doit être faite afin de pouvoir évaluer les débits pluviaux. Cette évaluation est liée directement à des données qui sont principalement les pluies de courtes durées ou averses.

Cette étude hydrologique a pour objet la détermination du débit pluvial avec le quel se fera le dimensionnement du réseau.

Il faut une hauteur d'eau supérieure à 0.5 mm pour provoquer le ruissellement et une hauteur d'eau supérieure à 1mm pour obtenir des débits dans les réseaux.

Les averses : les averses sont ensemble de pluies associées à une même perturbation météorologique. Elles sont généralement abondantes avec une durée variant entre quelques minutes et plusieurs dizaines d'heures. Les averses considérées dans une étude de réseaux se caractérisent par :

- a Une forte intensité.
- b Un épicycle orageux, un déplacement du foyer et une diffusion dans l'espace.
- c Un volume d'eau très important.

### III.2 Période de retour

La période de retour est le résultat d'un compromis technico-économique 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. Pour l'assainissement urbain, la période de retour est généralement arrêtée à dix ans.

### III.3 Détermination de l'intensité moyenne des précipitations

L'analyse de l'intensité maximale moyenne est très importante dans la mise à l'échelle des réseaux d'égouts.

Pour étudier les précipitations, il faut déterminer l'intensité moyenne maximale.

Qui est déterminé par le rapport de la hauteur d'eau tombée et de la durée  $\Delta t$  sur le site

d'étude, Soit :  $i_m = \frac{\Delta h}{\Delta t}$

Avec :  $i_m$  : intensité moyenne en mm/h.

$\Delta h$  : hauteur de pluie tombée pendant la durée  $\Delta t$ .

Pour le calcul de l'intensité, on doit : (TOUAIBIA, 2004)

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

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

D'après les résultats obtenus par les deux lois d'ajustement (loi de GUMBEL et loi de (GALTON) soit analytiquement ou graphiquement sont très rapprochés.

Pour le dimensionnement de notre réseau d'assainissement, on va prendre la valeur obtenue par la loi de GALTON et on déterminera la valeur de l'intensité pluviale qui est le débit spécifique.

- **Remarque :**

Dans notre projet ; l'intensité moyenne des précipitations est :  $i_m=163.33l/s/ha$ .(source : la subdivision des ressources en eau de Tsabit ( SRET)).

### III.4 Calcul de base

#### III.4.1 Découpage de l'aire d'étude en sous bassins élémentaires

Pour faciliter l'évaluation de l'étude du calcul de base, la zone d'étude est divisée en sous-bassins primaires. En général, le bassin versant est une zone géographique bordée par des lignes de colline ou des bassins versants.

Le découpage du site en sous-bassins élémentaires doit être fait selon : (SALAH, 1993)

- La nature des sols ;
- La densité des habitations ;
- Les courbes de niveau ;
- Les routes et les voiries existantes ;
- Les pentes et les contre pentes ;

- Les limites naturelles (oueds, talwegs...).

Dans notre projet ; le découpage de la zone à étudier se fait suivant:

- La nature du sol ;
- La densité des habitants ;
- Les routes et les voiries existantes ;
- Les courbes de niveau ;
- Les pentes et les contres pentes.

### III.4.2 Système d'évacuation

L'établissement du réseau d'une agglomération doit répondre à deux catégories de préoccupation, à savoir : (SALAH, 1993)

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

#### III.4.2.1 Système pseudo séparatif :

L'usage a prévalu de désigner sous ce vocable des réseaux séparatifs où le réseau d'eaux usées peut recevoir certaines eaux pluviales provenant des propriétés riveraines. (Manal, 2018)

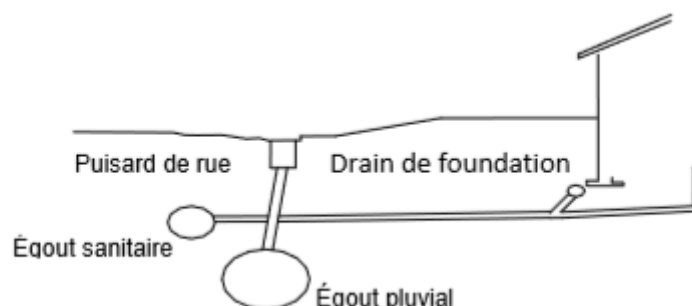


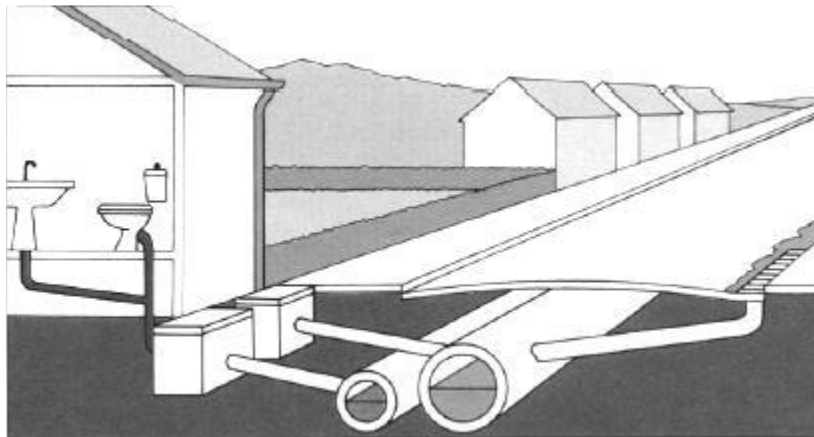
Figure III.3: Réseau pseudo séparatif

#### III.4.2.2 Système unitaire

Le système unitaire prévoit l'évacuation en commun dans une même conduite des eaux d'égout ménagères et industrielles et des eaux de pluies. Les eaux de ruissellement doivent

subir un prétraitement éventuel avant leur rejet. Ce système nécessite des ouvrages et des stations d'épuration relativement importante afin de pouvoir absorber les pointes de ruissellement.

Par temps de pluie le débit supplémentaire qui ne peut pas être traité dans la station d'épuration est rejeté directement dans le milieu naturel par l'intermédiaire d'ouvrages spéciaux : les déversoirs d'orages. Le coût de système est faible. Les problèmes de branchements sont simplifiés. L'inconvénient majeur réside dans le partage des eaux qui vont soit à la station d'épuration, soit au milieu naturel.



**Figure III.4:** Réseau unitaire

### III.4.2.3 Système séparatif

Il consiste à réserver un réseau à l'évacuation des eaux usées domestiques et, sous certaines réserves, de certains effluents industriels alors que l'évacuation de toutes les eaux météoriques est assurée par un autre réseau.

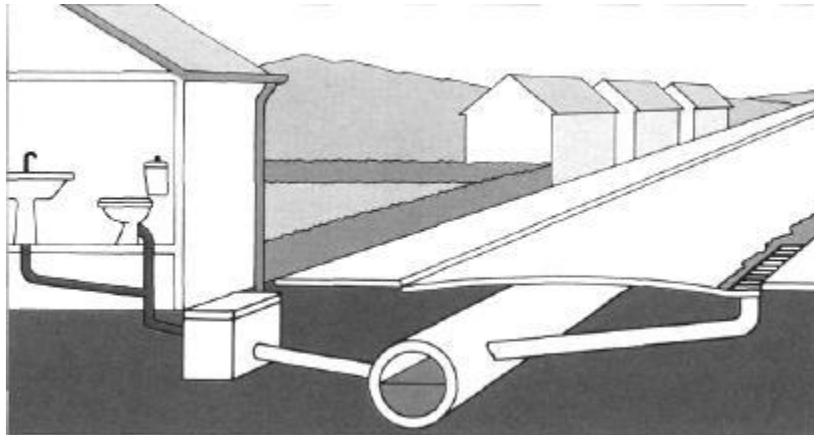


Figure III.5: Réseau séparatif

### III.4.3 Choix du système d'évacuation

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

1. De l'urbanisation de l'agglomération et son encombrement.
2. De la largeur des chaussées.
3. Des divers réseaux existants (AEP, gaz,...etc.)
4. Des ouvrages existant encore utiles pour le réseau.
5. Comparaison des variantes (système séparatif, unitaire).
6. L'aspect économique : une étude comparative de plusieurs variantes est nécessaire.
7. Il faut tenir compte les conditions de rejet.
8. S'il s'agit d'une extension du réseau, il faut tenir compte du système existant.
9. La topographie du terrain naturel. (FRANÇOIS G, 1997)
  - Pour notre travail, nous avons opté pour le système unitaire.

### III.4.4 Définition d'un réseau d'assainissement urbain

Les réseaux d'assainissement dans les zones urbaines et résidentielles se composent d'un ensemble diversifié et harmonieux de composants hydrauliques comprenant des tuyaux, des regards, des stations de pompage, des réservoirs de rétention et diverses structures de contrôle. Leur tâche principale est de collecter les eaux d'égout (eaux pluviales et eaux usées) et de les évacuer de manière appropriée vers une station d'épuration ou vers un site de drainage approprié sans impact négatif sur le milieu environnant et sans danger pour le personnel des eaux usées et les utilisateurs en particulier (ANAH 2011).

### III.4.5 Fonctions d'un réseau d'assainissement

Un système d'assainissement urbain remplit trois fonctions principales : (FANDI Hasna Wafaa et BENAZZA Fatima Zohra, 2017)

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

### III.4.6 Schémas de réseau d'assainissement

Bien que les réseaux d'évacuation revêtent des dispositions diverses selon le système choisis, leurs schémas rapprochent, le plus souvent de l'un des cinq types décrits si après :

#### III.4.6.1 Schéma radial

Ce schéma est utilisé lorsque le terrain est plat, fait converger toutes les eaux vers un point unique, d'où elles seront pompées (relevage) vers le point de rejet.

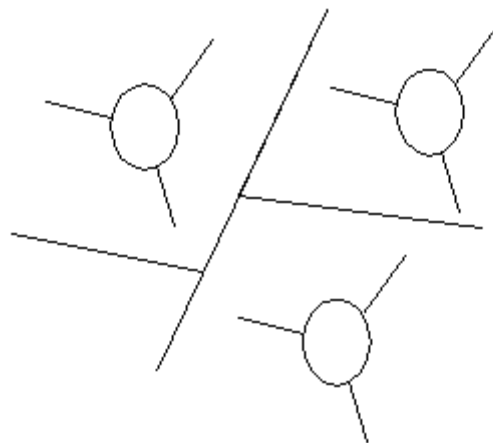
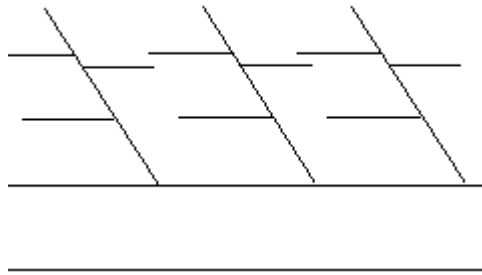


Figure III.6 : Schéma radial

#### III.4.6.2 Schéma par zone étagée

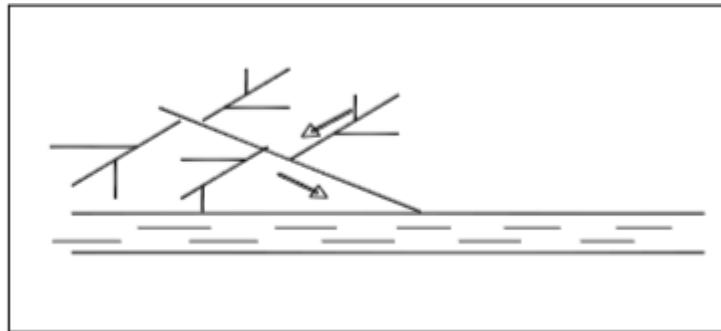
Ce type de schéma est une transposition du schéma par déplacement latéral, mais avec une multiplication des collecteurs longitudinaux ou obliques dans la rivière.



**Figure III. 7:** Schéma par zone étagée

### III.4.6.3 Schéma à collecteur transversal oblique

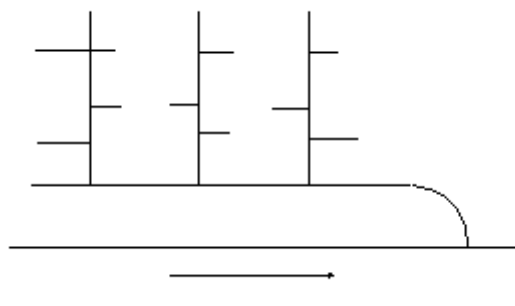
Ce schéma comporte des ramifications, des collecteurs (réseaux secondaire) qui permettent de rapporter l'effluent à l'aval de l'agglomération en présence d'une forte pente.



**Figure III.8 :** Schéma à collecteur transversal oblique

### III.4.6.4 Schéma par déplacement latéral

Il s'avère le plus simple de ceux qui reportent le déversement de l'effluent à l'aval de l'agglomération, dans ce cas une épuration est nécessaire.

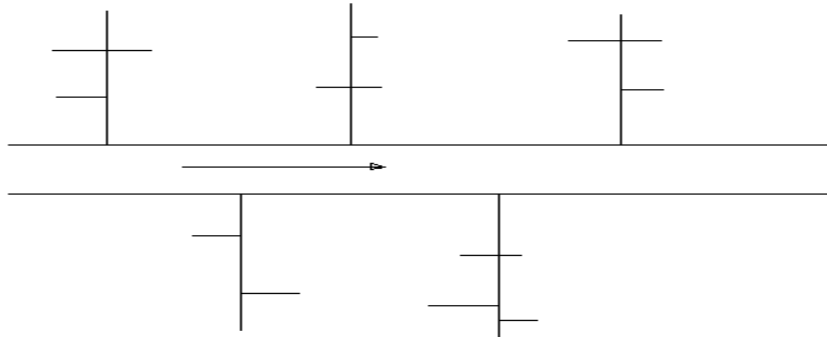


**Figure III.9 :** Schéma par déplacement latéral



### III.4.6.5 Schéma perpendiculaire

Dans ce schéma l'écoulement se fait directement dans le cours d'eau. Il ne permet pas la concentration des eaux vers un point unique d'épuration. Il n'est guère utilisable que pour les réseaux d'eaux pluviales dans les systèmes séparatifs, avec un rejet dans la cour d'eau.



**Figure III.10 :** Schéma perpendiculaire

**Tableau III. 5 :** Comparaison des trois systèmes de réseaux d'assainissement (SAMIRA, 2013).

Systeme	Domaine d'utilisation	Avantages	Inconvénients
<b>Unitaire</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- milieu récepteur éloigné des points de collecte.</li> <li>- topographie à faible relief.</li> <li>- débit d'étiage du cours d'eau récepteur important</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- conception simple</li> <li>- encombrement réduit du sous-sol</li> <li>- à priori économique</li> <li>- pas de risque d'inversion de branchement</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- débit à la STEP très variable</li> <li>- rejet direct vers le milieu récepteur du mélange « eaux usées eaux pluviales » au droit des déversoirs d'orage</li> <li>- la dilution des eaux usées est variable</li> </ul>
<b>Pseudo séparatif</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- petits et moyennes agglomération</li> <li>- présence d'un milieu récepteur proche</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- le problème des faux branchements est éliminé</li> <li>- la plus grande quantité des eaux pluviales étant acheminées en d'hors de la ville, ce qui nous donne des collecteurs traversant la ville de moindre dimension</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- le fonctionnement de la station d'épuration est perturbé,</li> <li>- la charge polluante est</li> <li>- variable en qualité et en quantité</li> </ul>
<b>Séparatif</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- petites et moyennes agglomérations</li> <li>- extension des villes</li> <li>- faible débit d'étiage du cours d'eaux réceptrices</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- diminution du diamètre moyen du réseau de collecte des eaux usées</li> <li>- exploitation plus facile de la STEP</li> <li>- meilleure naturel préservé</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- le fonctionnement de la station d'épuration est perturbé,</li> <li>- la charge polluante est</li> <li>- variable en qualité et en quantité</li> </ul>

### III.4.7 Choix du schéma du réseau d'évacuation

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

- Les conditions d'environnement : nature de rejet et le milieu récepteur.
- L'implantation des canalisations dans le domaine public.

- De l'emplacement de la station d'épuration si elle existe.
- Les conditions techniques et locales du site, du système existant, de la topographie du terrain et de la répartition géographique des habitants à desservir.
- Les conditions économiques ; le coût et les frais d'investissement et d'entretien.

(FRANÇOIS G, 1997)

- Pour notre agglomération, on adoptera le réseau d'eau usée avec schéma à déplacement latéral. Ce schéma permet:
  - ✓ De ne pas charger les collecteurs.
  - ✓ De ne pas avoir des diamètres importants au centre de l'agglomération.

### **III.4.8 Le traçage du réseau**

Le traçage du réseau est l'étape la plus importante dans les études des réseaux d'assainissement et pour faire cette étape il doit prendre en considération des certains paramètres de traçage tel que :

- ✓ Le cheminement le plus court.
- ✓ Le taux de couverture de réseau sur l'agglomération.
- ✓ Le pendage naturel.
- ✓ L'homogénéité de réseau.

Pour obtenir un bon traçage il faut faire trois variantes pour assurer la possibilité du choix entre ces variantes.

### **III.4.9 Facteurs influant sur les projets d'assainissement**

L'assainissement d'une agglomération est un problème trop complexe pour se prêter à une solution uniforme et relever de règles rigides. Il est commandé par de nombreux facteurs qui peuvent conduire à des conclusions contradictoires entre lesquelles un compromis est à dégager. Le responsable de la définition des ouvrages à construire doit donc analyser ces différents facteurs qui influent sur la conception du projet. Cette analyse conduit à étudier. (JEAN CLAUDE, 2002)

### **III.4.10 Choix du coefficient de ruissellement**

Le coefficient de ruissellement ( $C_r$ ) d'une surface est le rapport du volume d'eau qui ruisselle au volume d'eau tombé sur cette surface.

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.

Par conséquent ; Le coefficient de ruissellement « Cr » sera pris égal au taux d'imperméabilisation.

Si « A » est La surface totale du bassin versant, « A' » la superficie de surface revêtue  
 $C = A' / A$ .

Il dépend de plusieurs facteurs : (FRANÇOIS G, 1997)

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

### III.4.11 Types de coefficient de ruissellement

#### III.4.11.1 Coefficient de ruissellement en fonction de densité de la population

Le coefficient de ruissellement augmente avec l'accroissement de la population, car on aura une augmentation de la surface couverte par rapport à celle qu'est perméable. Ce qui donne un ruissellement important (SALAH, 1993).

#### III.4.11.2 Coefficient de ruissellement pondéré dans le temps

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 : (SALAH, 1993)

$$C_{rp} = \frac{C_{ri} * A_i}{A}$$

- **Remarque :**

Dans notre projet ; la méthode suivante est utilisée pour calculer le coefficient de ruissellement:

$$C_{\text{moy}} = \frac{\sum C_{ri} * S_i}{S}$$

- $C_{ri}$  : coefficient de ruissellement partiel du sous bassin.
- $S_i$  : la surface partielle du bassin (ha).
- $S$  : la surface totale du sous bassin (ha).

#### III.4.12 Calcul du nombre d'habitants pour chaque sous bassin

A défaut de connaître le nombre exact d'habitants de chaque sous bassins, on suit les étapes suivantes afin de pouvoir estimer ce dernier (DERNOUNI.F, 2006) :

- 1 On calcule la densité partielle de chaque sous bassin.
- 2 On estime le coefficient de ruissellement de chaque sous bassin.
- 3 On déduit le nombre d'habitants dans chaque sous bassins.

#### III.4.13 Calcul de la densité moyenne

$$D_i \text{ moy} = \frac{P_t}{A_t}$$

Avec:

**A** : La surface total des sous bassin (ha).

**P<sub>t</sub>** : nombre total d'habitants (hab).

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

$$P_i = D_i \text{ moy} * A_i$$

Tableau III.6 : Caractéristiques de l'agglomération

N de Chaque sous bassin	Superficie de bassin d'apport respectif A (ha)	Densité	Population Pi (hab)
SB1	0.91	23.10	21
SB2	0.85	23.10	20
SB3	0.62	23.10	14
SB4	0.50	23.10	12
SB5	0.93	23.10	21
SB6	0.80	23.10	18
SB7	0.55	23.10	13
SB8	0.83	23.10	19
SB9	1.38	23.10	32
SB10	1.49	23.10	34
SB11	0.59	23.10	14
SB12	1.64	23.10	38
SB13	1.52	23.10	35
SB14	1.56	23.10	36
SB15	1.65	23.10	38
SB16	3.58	23.10	83
SB17	1.70	23.10	39
SB18	2.56	23.10	59
SB19	1.91	23.10	44
SB20	3.67	23.10	85
SB21	2.95	23.10	68
SB22	1.41	23.10	33
SB23	1.40	23.10	32

<b>SB24</b>	<b>1.17</b>	<b>23.10</b>	<b>27</b>
<b>SB25</b>	<b>1.92</b>	<b>23.10</b>	<b>44</b>
<b>SB26</b>	<b>0.51</b>	<b>23.10</b>	<b>12</b>
<b>Total</b>	<b>38.6</b>	<b>/</b>	<b>891</b>

### III.5 Conclusion

Dans cette partie, nous avons examiné différents systèmes d'évacuation, la sélection d'un plan d'évacuation et d'un système approprié pour adoption, ainsi que l'installation de la population en fonction du sous bassin, afin de pouvoir effectuer un calcul hydraulique adéquat et approprié.

# **Chapitre IV**

## Évaluation des débits



## IV.1 Introduction

L'évaluation des débits d'eaux usées à temps sec constitue une étape primordiale avant de procéder au dimensionnement du réseau, ces eaux sont chargées d'une quantité plus ou moins importante de polluants qu'il convient d'évacuer rapidement de la ville afin de préserver l'hygiène public.

## IV.2 Origines et nature des eaux usées

On classe les eaux usées selon leurs origines comme suit :

### IV.2.1 Eaux de service public

Dans ces eaux on trouve les eaux de lavages qui sont généralement chargées de matières grasses (huiles et graisses).

### IV.2.2 Eaux industrielles

De par leur nature, les eaux usées d'origine industrielle différente de celles provenant des agglomérations ou les eaux domestiques sont prépondérantes, elles peuvent causer des problèmes dans le réseau d'évacuation et dans le milieu récepteur puisqu'elles contiennent des matières nuisibles à la santé.

### IV.2.3 Eaux usées domestiques

On cite :

- 1 Les eaux ménagères.
- 2 Les eaux des vannes.
- 3 Les eaux de cours.

## IV.3 Estimation des débits des eaux usées

L'évacuation quantitative des rejets est en fonction du type de l'agglomération ainsi que le mode d'occupation du sol. Plus l'agglomération est urbanisée, plus la proportion d'eau rejetée est élevée. (FRANÇOIS G, 1997)

#### IV.4 Quantité des eaux usées à évacuer

Les quantités d'eaux usées à évacuer sont à considérées selon les valeurs extrêmes des débits qui président à la détermination des caractéristiques physiques et hydrauliques des réseaux de transport.

#### IV.5 Estimation des débits des eaux usées domestiques

Pour calculer le débit des eaux usées à évacuer, nous prendrons comme base une dotation d'eau potable de 150 l/j hab. (Source A.P.C)

Nous considérons que les 80% de l'eau consommée sont rejetées comme eaux usées dans le réseau d'évacuation. (SALAH, 1993)

#### IV.6 Consommation en eaux potable

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

- ❖ Le nombre d'habitation.
- ❖ Le développement urbain de la ville.
- ❖ Le niveau de vie de la population.
- ❖ La disponibilité de l'eau.

Le calcul des débits consiste à déterminer la consommation moyenne journalière définie comme étant le produit de la dotation journalière par le nombre d'habitants.

#### IV.7 Évaluation du débit moyen journalier

Le débit moyen journalier rejeté est calculé par la relation suivante : (DERNOUNI.F, 2006)

$$Q_{\text{moy j}} = \frac{N * D * K_r}{(24 * 3600)}$$

Tels que :

- ♦ **N** : nombre d'habitants dans chaque sous bassin.
- ♦ **D** : dotation ( l/hab/j).
- ♦ **K<sub>r</sub>** : coefficient des rejets qui égale à 0,8.
- ♦ **Remarque** : Dans notre cas: dotation qui égale à 150 l/hab/j.

## IV.8 Evaluation du débit de pointe

$$Q_{pt} = Q_{moy.j} K_p$$

$K_p$  : Coefficient de pointe, peut être calculé à partir du débit moyen journalier. Dans une analyse plus pensée «  $K_p$  » est donnée par la formule suivante :

$$K_p = 1.5 + \frac{2.5}{\sqrt{Q_{moy}}} \quad \text{Si } Q_{moy.j} \geq 2.8 \text{ l/s}$$

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

**Tableau IV.7:** Évaluation des débits des eaux usées des équipements pour chaque sous bassin

N de Chaque sous bassin	Superficie de bassin A (ha)	Nbr d'hab. de SB	Qmoy j (l/s)	Qusée (l/s)	Kp	Qpte Total usée (l/s)
SB1	0.91	21	0.042	0.034	3	0.101
SB2	0.85	20	0.04	0.032	3	0.096
SB3	0.62	14	0.028	0.022	3	0.067
SB4	0.50	12	0.024	0.019	3	0.058
SB5	0.93	21	0.042	0.034	3	0.101
SB6	0.80	18	0.036	0.029	3	0.086
SB7	0.55	13	0.026	0.021	3	0.062
SB8	0.83	19	0.038	0.030	3	0.091
SB9	1.38	32	0.064	0.051	3	0.154
SB10	1.49	34	0.068	0.054	3	0.163
SB11	0.59	14	0.028	0.022	3	0.067
SB12	1.64	38	0.076	0.061	3	0.182
SB13	1.52	35	0.07	0.056	3	0.168
SB14	1.56	36	0.072	0.058	3	0.173

<b>SB15</b>	1.65	38	0.076	0.061	3	0.182
<b>SB16</b>	3.58	83	0.166	0.133	3	0.398
<b>SB17</b>	1.70	39	0.078	0.062	3	0.187
<b>SB18</b>	2.56	59	0.118	0.094	3	0.283
<b>SB19</b>	1.91	44	0.088	0.070	3	0.211
<b>SB20</b>	3.67	85	0.17	0.136	3	0.408
<b>SB21</b>	2.95	68	0.136	0.109	3	0.326
<b>SB22</b>	1.41	33	0.066	0.053	3	0.158
<b>SB23</b>	1.40	32	0.064	0.051	3	0.154
<b>SB24</b>	1.17	27	0.054	0.043	3	0.130
<b>SB25</b>	1.92	44	0.088	0.070	3	0.211
<b>SB26</b>	0.51	12	0.024	0.019	3	0.058
<b>Total</b>	38.60	891	1.782	1.425	/	4.276

### IV.9 Évaluation des débits des eaux pluviales

Toute étude d'un réseau d'assainissement nécessite l'étape initiale c'est la détermination des débits d'eaux pluviales à évacuer. Différentes méthodes sont utilisées pour l'évaluation du débit pluvial.

### IV.10 Méthode rationnelle

C'est la méthode la plus ancienne, la plus couramment utilisée, et facilement applicable aux petites grappes.

C'est une façon d'estimer le débit de la division pelvienne coulée dans les secteurs limités des lignes simultanées, c'est une méthode qui a fait ses preuves, surtout pour les bassins urbains d'une petite superficie ( $\leq 10$  hectares). 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 : (SALAH, 1993)

$$Q_{pl} = Cr \cdot A \cdot i \cdot \alpha$$

Avec :

- ✓  $Q_{pl}$  : débit pluvial.
  - ✓ Cr : coefficient de ruissellement.
  - ✓ A : superficie d'apports de chaque sous bassin (ha).
  - ✓ i : intensité moyenne de précipitation.
  - ✓  $\alpha$  : Coefficient de rabatement spatial des pluies.
- Il existe d'autres méthodes de calcul du débit d'eau de pluviale, mais nous sommes choisis d'utiliser la méthode rationnelle.

$$Q_{\text{totale usée}} = Q_{\text{pluviale}} + Q_{\text{p usée}}$$

**Remarque :** Évaluation le débit spécifique pluvial ; est donné par la formule suivante :

$$Q_{sp} = \frac{Q_{pl}}{St}$$

- ✓  $Q_{pl}$  : débit pluvial
- ✓ St: surface total

#### IV.10.1 Validité de La Méthode Rationnelle

Cette méthode est utilisée pour des surfaces limitées (généralement inférieures à 10 ha) le résultat est encore plus fiable du fait de la bonne estimation du coefficient de ruissellement, ainsi elle est applicable pour des zones ou le temps de concentration ne dépasse pas 30 minutes.

### IV.10.2 Hypothèses de la méthode rationnelle

- Le débit de pointe  $Q_p$  en  $m^3/s$  de l'hydro gramme de ruissellement est une fonction du débit précipité  $i$ ,  $A$ .
- L'intensité de l'averse en  $mm/h$  est uniforme, dans le temps et dans l'espace, sur l'ensemble du bassin drainé.
- En fin, le coefficient de ruissellement est invariable d'une averse à l'autre. (SALAH, 1993)

### IV.10.3 Temps de concentration

Le temps de concentration relatif à un bassin versant est le temps le plus long que met l'eau qui ruisselle pour atteindre l'exutoire. Pour évaluer ce dernier on sait qu'il :  **$t_1$ ,  $t_2$  et  $t_3$**  tels que : (SALAH, 1993)

- $t_1$  :  **$t_1=1/ 60$** .  $v$  : C'est le temps mis par l'eau pour s'écouler dans les conduites. (Min).
- $t_2$  : Temps mis par l'eau pour atteindre le premier ouvrage d'engouffrement on l'estime compris entre 2 et 20 minutes.
- $t_3$ : Temps de ruissellement sur un parcours qui ne comporte pas de canalisation.
  - Le bassin ne comporte pas de canalisation :  $t_c = t_3$ .
  - Le bassin comporte un parcours superficiel, puis une canalisation :  $t_c= t_1+t_3$ .
  - Le bassin est urbanisé et comporte une canalisation :  $t_c = t_1 +t_2$ .

Tableau IV.8 : Calcul de débit de temps de pluie

N° de sous bassin	Débit de temps de pluie					Qpte Total usée (l/s)	Débit total d'écoulement (l/s)
	Superficie de bassin A (ha)	Coef de ruissellement	Coef d'intensité	Intensité de pluie (l/s/ha)	Débit de pluie (l/s)		
<b>SB1</b>	0.91	0.2	1	163.33	29.73	0.101	29.83
<b>SB2</b>	0.85	0.2	1	163.33	27.77	0.096	27.86
<b>SB3</b>	0.62	0.2	1	163.33	20.25	0.067	20.32
<b>SB4</b>	0.50	0.2	1	163.33	16.33	0.058	16.39
<b>SB5</b>	0.93	0.2	1	163.33	30.38	0.101	30.48
<b>SB6</b>	0.80	0.2	1	163.33	26.13	0.086	26.22
<b>SB7</b>	0.55	0.2	1	163.33	17.97	0.062	18
<b>SB8</b>	0.83	0.2	1	163.33	27.11	0.091	27.20
<b>SB9</b>	1.38	0.2	1	163.33	45.08	0.154	45.23
<b>SB10</b>	1.49	0.2	1	163.33	48.67	0.163	48.84
<b>SB11</b>	0.59	0.2	1	163.33	19.27	0.067	19.34
<b>SB12</b>	1.64	0.2	1	163.33	53.57	0.182	53.75
<b>SB13</b>	1.52	0.2	1	163.33	49.65	0.168	49.82
<b>SB14</b>	1.56	0.2	1	163.33	50.96	0.173	51.13
<b>SB15</b>	1.65	0.2	1	163.33	53.90	0.182	54.08

<b>SB16</b>	3.58	0.2	1	163.33	116.94	0.398	117.34
<b>SB17</b>	1.70	0.2	1	163.33	55.53	0.187	55.72
<b>SB18</b>	2.56	0.2	1	163.33	83.62	0.283	83.91
<b>SB19</b>	1.91	0.2	1	163.33	62.39	0.211	63
<b>SB20</b>	3.67	0.2	1	163.33	119.88	0.408	120.29
<b>SB21</b>	2.95	0.2	1	163.33	96.36	0.326	96.69
<b>SB22</b>	1.41	0.2	1	163.33	46.06	0.158	46.22
<b>SB23</b>	1.40	0.2	1	163.33	45.73	0.154	45.89
<b>SB24</b>	1.17	0.2	1	163.33	38.22	0.130	38.35
<b>SB25</b>	1.92	0.2	1	163.33	62.72	0.211	62.93
<b>SB26</b>	0.51	0.2	1	163.33	16.66	0.058	16.72
<b>Total</b>	38.60	/	/	/	1260.91	4.278	1265.18

#### IV.11

### Conclusion

Au cours de cette phase (évaluation des débits), nous avons déterminé les débits qui seront évacués pour chaque sous bassin, qui sont les débits d'eaux de pluie et d'eaux usées. Nous avons conclu nos travaux en évaluant les débits afin de pouvoir effectuer des calculs hydrauliques pour chaque sous bassin de la zone d'étude.

Les principaux résultats tirés à travers ces chapitres peuvent être résumés dans les points suivants :

- ❖ La superficie totale des sous-bassins est : 38.6 ha.
- ❖ Le débit total sec (usé) à évacuer est : 4.278 l/s.



- ❖ Le débit pluvial à évacuer est : 1254.05 l/s.
- ❖ Le débit total d'écoulement : 1265.18 l/s.

# **Chapitre V**

## Calcul hydraulique

## V.1 Introduction

Dans ce chapitre, les calculs de la pente des multiples canalisations principales et toutes les distances entre deux regards consécutifs, ainsi que le calcul des paramètres hydrauliques correspondant aux tuyaux du réseau et ceci dans l'objectif de dimensionner le réseau d'assainissement unitaire en question.

## v.2 Tracé choisi du collecteurs principal

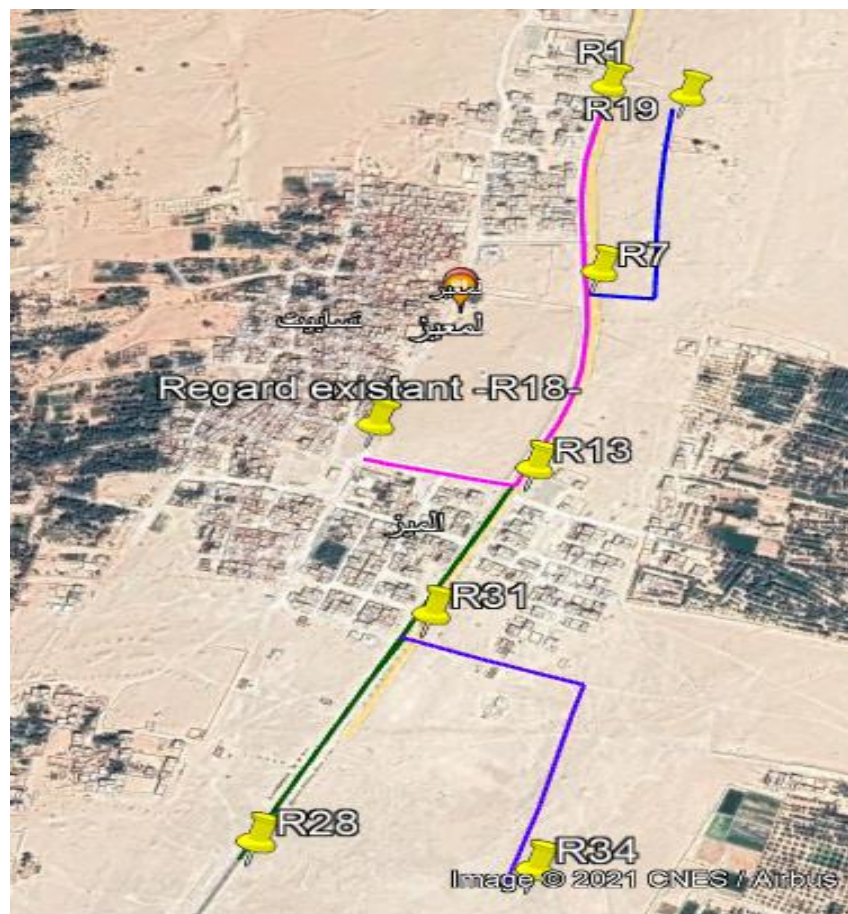


Figure V.11: Carte de collecteurs principaux



Figure V.12: Carte de collecteur secondaire de tronçon 1



Figure V.13: Carte de collecteur secondaire de tronçon 2



Figure V.14: Carte de collecteur secondaire de tronçon 3



Figure V.15: Carte de collecteur secondaire de tronçon 4

On se basant sur le tracé du réseau d’assainissement principal, il résulte quatre (04) tronçons principaux drainant l’agglomération étudiée.

**Tableau V.9:** Résumé des débits des quatre tronçons

Tronçon		Le débit total usé (l/s)	Le débit total pluvial (l/s)	Le débit total (l/s)
1	1-18	4.278	1254.05	1258.33
2	19-7	0.662	188.81	189.47
3	28-13	2.967	873.49	876.46
4	34-31	1.829	538.34	540.17

### v.3 Calcul de la pente moyenne

Les calculs sont faits selon la formule suivante :

$$\Delta Z = \text{cote aval} - \text{cote amont}$$

$$\text{Pente } I = \frac{\Delta Z}{L}$$

Tels que :

L : longueur de tronçon (m).

**Tableau V.10:** Calcul de la pente moyenne de tronçon 1

Tronçon 1		Cote amont (m)	Cote avale (m)	Longueur (m)	Pente du terrain (m/m)	Pente du terrain (%)	Pente de canalisation (%)
Amont	Aval						
1	3	260.6	260.1	194.18	0.003	0.3	1
3	7	260.1	261.0	193.55	-0.005	-0.5	1
7	9	261.0	259.8	150.77	0.008	0.8	0.8
9	12	259.8	260.8	151.79	-0.007	-0.7	0.5
12	13	260.8	260.0	40.06	0.020	2.0	0.5
13	18	260.0	259.7	293.71	0.001	0.1	0.3

Tableau V.11: Calcul de la pente moyenne de tronçon 2

Tronçon 2		Cote amont (m)	Cote avale (m)	Longueur (m)	Pente du terrain (m/m)	Pente du terrain (%)	Pente de canalisation (%)
Amont	Aval						
19	20	259.1	259.8	95.79	-0.007	-0.7	1
20	21	259.8	259.3	38.35	0.013	1.3	0.5
21	22	259.3	259.6	43.48	-0.007	-0.7	1
22	23	259.6	260.4	39.88	-0.020	-2.0	1
23	24	260.4	261.2	43.08	-0.019	-1.9	1
24	25	261.2	261.9	70.14	-0.010	-1.0	1
25	26	261.9	262.5	59.88	-0.010	-1.0	1
26	27	262.5	261.6	45.53	0.020	2.0	0.5
27	7	261.6	261	48.76	0.012	1.2	0.5

Tableau V.12: Calcul de la pente moyenne de tronçon 3

Tronçon 3		Cote amont (m)	Cote avale (m)	Longueur (m)	Pente du terrain (m/m)	Pente du terrain (%)	Pente de canalisation (%)
Amont	Aval						
28	29	260.8	261.0	154.72	-0.001	-0.1	0.5
29	30	261.0	261.0	348.20	0	0	0.5
30	31	261.0	261.0	75.00	0	0	0.5
31	32	261.0	260.8	68.74	0.003	0.3	0.5
32	13	260.8	261.9	237.00	-0.005	-0.5	0.5

Tableau V.13: Calcul de la pente moyenne de tronçon 4

Tronçon 4		Cote amont (m)	Cote avale (m)	Longueur (m)	Pente du terrain (m/m)	Pente du terrain (%)	Pente de canalisation (%)
Amont	Aval						
34	35	260.4	261.7	147.07	-0.009	-0.884	1.0
35	36	261.7	262.1	159.43	-0.003	-0.251	0.5
36	37	262.1	261.5	55.22	0.011	1.087	0.5
37	38	261.5	260.9	133.25	0.005	0.450	0.5
38	31	260.9	260.8	117.4	0.001	0.085	0.5

#### V.4 Calcul des diamètres et paramètres hydrauliques :

- Les calculs hydrauliques selon les formules suivantes :

Calcul du diamètre d'un tronçon:  $D = \left[ \frac{Q \cdot 3.21}{K \cdot \sqrt{I}} \right]^{\frac{3}{8}}$

Calcul de débit à plein section :  $Q_{ps} = \frac{k \cdot \sqrt{I} \cdot \pi \cdot D^{\frac{8}{3}}}{4^{\frac{5}{3}}}$

Détermination de la vitesse à plein de section :  $V_{ps} = \frac{Q_{ps}}{S}$

Calcul de rapport de débit :  $rQ = \frac{Q_{dim}}{Q_{ps}}$

Détermination de hauteur de remplissage:  $H = rH \cdot D_n$

Détermination de la vitesse d'écoulement :  $V_{écoulement} = V_{ps} \cdot rV$

- Pour un contrôle auto -curage, nous effectuons les calculs suivants :

$$rQ_{min} = \frac{Q_{min}}{Q_{ps}}$$

$$V_{min} = V_{ps} \cdot rV_{min}$$

- Condition d'auto -curage :

Puis on vérifie par :

○  $V_{min} = 0.3 \text{ m/s}$  si  $\frac{Q_{min}}{Q_{ps}} \approx \frac{1}{100}$

○  $V_{min} = 0.6 \text{ m/s}$  si  $\frac{Q_{min}}{Q_{ps}} \approx \frac{1}{10}$



Tableau V.14: Calcul des diamètres et paramètres hydrauliques de tronçon 1

Tronçon 1		Cote amont (m)	Cote avale (m)	Longueur (m)	Pente du terrain (m/m)	Pente du terrain (%)	Pente de canalisation (%)	Profondeur de regard amont (m)	Cote radier amont (m)	Cote de radier aval (m)	Profondeur de regard aval (m)	Débit usé (l/s)	Débit pluvial (l/s)	Débit total (l/s)	Débit total (m3/s)	D calculé (m)	D normalisé (m)	D normalisé (mm)	Débit pleine section (m3/s) Qps	Vitesse pleine section (m/s) Vps	rQ	rV	rh	H	rQmin	rVmin	V écoulement (m/s)	Vmin (m/s)	Autocurage vérifié (oui/non)
Amont	Aval																												
1	3	260.6	260.1	194.18	0.003	0.3	1	1	259.60	257.66	2.44	0.1296	38.22	38.35	0.038	0.21	0.3	300	0.25	3.59	0.151	0.720	0.260	0.08	0.001	0.14	2.58	0.50	oui
3	7	260.1	261.0	193.55	-0.005	-0.5	1	2.44	257.66	255.72	3.00	0.341	100.94	101.28	0.101	0.30	0.35	350	0.38	3.97	0.265	0.847	0.351	0.12	0.001	0.14	3.37	0.56	oui
7	9	261.0	259.8	150.77	0.008	0.8	0.8	3.00	258.00	256.79	3.50	1.003	289.75	290.75	0.291	0.47	0.5	500	0.89	4.51	0.329	0.895	0.395	0.20	0.001	0.14	4.03	0.60	oui
9	12	259.8	260.8	151.79	-0.007	-0.7	0.5	3.50	256.30	255.54	4.00	1.157	334.83	335.99	0.336	0.54	0.5	500	0.70	3.56	0.480	0.988	0.488	0.24	0.001	0.14	3.52	0.50	oui
12	13	260.8	260.0	40.06	0.020	2.0	0.5	4.00	256.80	256.60	4.50	1.311	380.56	381.87	0.382	0.56	0.6	600	1.14	4.02	0.336	0.900	0.400	0.24	0.001	0.14	3.62	0.56	oui
13	18	260.0	259.7	293.71	0.001	0.1	0.3	4.50	255.5	254.62	5.00	4.278	1254.05	1258.33	1.258	0.97	1	1000	3.44	4.38	0.366	0.920	0.420	0.42	0.015	0.36	4.03	1.58	non

Tableau V.15: Calcul des diamètres et paramètres hydrauliques de tronçon 2

Tronçon 2		Cote amont (m)	Cote avale (m)	Longueur (m)	Pente du terrain (m/m)	Pente du terrain (%)	Pente de canalisation (%)	Profondeur de regard amont (m)	Cote radier amont (m)	Cote de radier aval (m)	Profondeur de regard aval (m)	Débit usé (l/s)	Débit pluvial (l/s)	Débit total (l/s)	Débit total (m3/s)	D calculé (m)	D normalisé (m)	D normalisé (mm)	Débit pleine section (m3/s) Qps	Vitesse pleine section (m/s) Vps	rQ	rV	rh	H (m)	rQmin	rVmin	V écoulement (m/s)	Vmin (m/s)	Autocurage vérifié (non/oui)
Amont	Aval																												
19	20	259.1	259.8	95.79	-0.007	-0.7	1	0.5	258.60	257.64	0.96	0.197	57.49	57.69	0.06	0.24	0.3	300	0.25	3.59	0.228	0.807	0.324	0.10	0.001	0.14	2.89	0.50	oui
20	21	259.8	259.3	38.35	0.013	1.3	0.5	0.96	258.84	258.65	1.20	0.197	57.49	57.69	0.06	0.28	0.3	300	0.18	2.54	0.322	0.890	0.390	0.12	0.001	0.14	2.26	0.35	oui
21	22	259.3	259.6	43.48	-0.007	-0.7	1	1.20	258.10	257.67	1.50	0.322	105.51	105.83	0.11	0.31	0.35	350	0.38	3.97	0.277	0.860	0.360	0.13	0.001	0.14	3.42	0.56	oui
22	23	259.6	260.4	39.88	-0.020	-2.0	1	1.50	258.10	257.70	1.80	0.322	105.51	105.83	0.11	0.31	0.35	350	0.38	3.97	0.277	0.860	0.360	0.13	0.001	0.14	3.42	0.56	oui
23	24	260.4	261.2	43.08	-0.019	-1.9	1	1.80	258.60	258.17	1.90	0.509	142.10	142.61	0.14	0.34	0.35	350	0.38	3.97	0.373	0.923	0.423	0.15	0.001	0.14	3.67	0.56	oui
24	25	261.2	261.9	70.14	-0.010	-1.0	1	1.90	259.30	258.60	2.00	0.509	142.10	142.61	0.14	0.34	0.35	350	0.38	3.97	0.373	0.923	0.423	0.15	0.001	0.14	3.67	0.56	oui
25	26	261.9	262.5	59.88	-0.010	-1.0	1	2.00	259.90	259.30	2.10	0.662	188.81	189.47	0.19	0.38	0.4	400	0.55	4.34	0.347	0.906	0.406	0.16	0.001	0.14	3.93	0.61	oui
26	27	262.5	261.6	45.53	0.020	2.0	0.5	2.10	260.40	260.17	2.30	0.662	188.81	189.47	0.19	0.43	0.45	450	0.53	3.32	0.359	0.914	0.414	0.19	0.001	0.14	3.04	0.47	oui
27	7	261.6	261	48.76	0.012	1.2	0.5	2.30	259.30	259.06	2.50	0.662	188.81	189.47	0.19	0.43	0.45	450	0.53	3.32	0.359	0.914	0.414	0.19	0.001	0.14	3.04	0.47	oui

+Tableau V.16: Calcul des diamètres et paramètres hydrauliques de tronçon 3

Tronçon 3		Cote amont (m)	Cote avale (m)	Longueur (m)	Pente du terrain (m/m)	Pente du terrain (%)	Pente de canalisation (%)	Profondeur de regard amont (m)	Cote radier amont (m)	Cote de radier aval (m)	Profondeur de regard aval (m)	Débit usé (l/s)	Débit pluvial (l/s)	Débit total (l/s)	Débit total (m3/s)	D calculé (m)	D normalisé (m)	D normalisé (mm)	Débit pleine section (m3/s) Qps	Vitesse pleine section (m/s) Vps	rQ	rV	rh	h (m)	rQmin	rVmin	V écoulement (m/s)	Vmin (m/s)	Autocurage vérifié (oui/non)
Amont	Aval																												
28	29	260.8	261.0	154.72	-0.001	-0.1	0.5	0.5	260.30	259.53	1.47	0.346	101.59	101.94	0.10	0.34	0.35	350	0.27	2.81	0.377	0.926	0.426	0.15	0.001	0.14	2.60	0.39	oui
29	30	261.0	261.0	348.20	0	0	0.5	1.47	259.53	257.79	3.21	0.739	217.88	218.62	0.22	0.46	0.5	500	0.70	3.56	0.312	0.883	0.383	0.19	0.001	0.14	3.15	0.50	oui
30	31	261.0	261.0	75.00	0	0	0.5	3.21	257.79	257.41	3.59	1.080	318.49	319.57	0.32	0.53	0.6	600	1.14	4.02	0.281	0.863	0.363	0.22	0.001	0.14	3.47	0.56	oui
31	32	261.0	260.8	68.74	0.003	0.3	0.5	3.59	257.41	257.07	3.73	2.909	856.83	859.74	0.86	0.76	0.8	800	2.45	4.87	0.351	0.896	0.396	0.32	0.007	0.29	4.37	1.41	non
32	13	260.8	261.9	237.00	-0.005	-0.5	0.5	3.73	257.07	255.88	4.50	2.967	873.49	876.46	0.88	0.77	0.8	800	2.45	4.87	0.358	0.926	0.426	0.34	0.007	0.29	4.51	1.41	non

Tableau V.17: Calcul des diamètres et paramètres hydrauliques de tronçon 4

Tronçon 4		Cote amont (m)	Cote avale (m)	Longueur (m)	Pente du terrain (m/m)	Pente du terrain (%)	Pente de canalisation (%)	Profondeur de regard amont (m)	Cote radier amont (m)	Cote de radier aval (m)	Profondeur de regard aval (m)	Débit usé (l/s)	Débit pluvial (l/s)	Débit total (l/s)	Débit total (m3/s)	D calculé (m)	D normalisé (m)	D normalisé (mm)	Débit pleine section (m3/s) Qps	Vitesse pleine section (m/s) Vps	rQ	rV	rh	H (m)	rQmin	rVmin	V écoulement (m/s)	Vmin (m/s)	Autocurage vérifié (oui/non)
Amont	Aval																												
34	35	260.4	261.7	147.07	-0.009	-0.884	1.0	0.50	259.90	258.43	3.27	0.734	216.25	216.98	0.217	0.400	0.45	450	0.75	4.70	0.290	0.869	0.369	0.17	0.001	0.14	4.08	0.66	non
35	36	261.7	262.1	159.43	-0.003	-0.251	0.5	3.27	258.43	257.63	3.30	1.416	416.82	418.24	0.418	0.583	0.6	600	1.14	4.02	0.368	0.920	0.420	0.25	0.002	0.18	3.70	0.72	non
36	37	262.1	261.5	55.22	0.011	1.087	0.5	3.30	258.80	258.52	3.50	1.483	436.09	437.57	0.438	0.593	0.6	600	1.14	4.02	0.385	0.931	0.431	0.26	0.002	0.18	3.75	0.72	non
37	38	261.5	260.9	133.25	0.005	0.450	0.5	3.50	258.00	257.33	3.57	1.646	484.76	486.41	0.486	0.617	0.7	700	1.72	4.46	0.283	0.931	0.431	0.30	0.003	0.22	4.15	0.98	non
38	31	260.9	260.8	117.4	0.001	0.085	0.5	3.57	257.33	256.75	4.05	1.829	538.34	540.17	0.540	0.642	0.7	700	1.72	4.46	0.315	0.885	0.385	0.27	0.003	0.22	3.95	0.98	non

v.5 Conclusion

A partir des tableaux ci-dessus, on remarque que les diamètres calculés des tronçons varient entre 300 mm et 1200 mm avec des pentes minimale et maximale *I* variant de 0.3 % à 1 % respectivement. L'adoption d'un réseau unitaire a causé la surestimation des diamètres des canalisations. En effet, le redimensionnement d'un réseau séparatif s'avère nécessaire.

# Conclusion générale

### Conclusion générale

L'objectif de ce projet était étudier le système d'égouts afin de mettre en place un système qui permettrait l'évacuation de toutes les eaux usées et de pluie dans des conditions favorables afin d'éviter les problèmes qui menacent la santé globale de la population et l'environnement naturel en toutes circonstances. L'étude de ce mini-projet vise également à me permettre d'apprendre les différentes étapes nécessaires à l'étude hydraulique du projet d'égouts dans la bonne direction.

L'étude a été menée en tenant compte des exigences globales de santé et d'environnement de cette région à 30 ans d'horizon. Pour atteindre les objectifs de cette étude, il était nécessaire :

- ❖ Une présentation de la zone d'étude qui tient compte du réseau existant, des plans d'occupation des sols, des normes de développement et d'urbanisation.
- ❖ Choix du système d'évacuation, planification et division de la population par sous bassin (23 sous-bassins), puis le calcul de la population correspondante.
- ❖ Grâce à une étude hydrologique complète et variée de l'ensemble de la région, l'intensité moyenne des précipitations a été déterminée pour une période de retour de 10 ans, qui a déterminé les débits à évacuer pour chaque sous bassin;
- ❖ Identification des structures principales et additionnelles de tous types et connexes.
- ❖ Le réseau d'assainissement dimensionné dans le cadre de cette étude se caractérise par:
  - Le débit total des eaux usées : 4.278 l/s.
  - Le débit total des eaux pluviales : 1254.05 l/s.
  - Le linéaire (la longueur) des 04 tronçons :
    - ✓ Tronçon 1: 1024 m.
    - ✓ Tronçon 2: 485 m.
    - ✓ Tronçon 3: 884 m.
    - ✓ Tronçon 4: 612 m.
  - Le linéaire totale du réseau (des tronçons) dimensionné : 3005 m.
  - Les différents diamètres prévus sont de 300 mm à 1000 mm.
  - Les pentes minimale et maximale : I (0.3 % - 1 %) respectivement.

Afin de protéger l'environnement et la santé publique de conditions de vie favorables à la population, il est essentiel que l'ensemble du réseau soit géré et géré périodiquement et bien par les responsables de ce secteur.

Grâce à cette étude -après Dieu- et à cette formation, qui ont été menées dans la subdivision de la Direction des ressources en eau de la wilaya d'Adrar, nous avons pu mettre toutes les connaissances que nous avons acquises au cours de notre formation sur un voyage vers différents endroits, nous permettant d'acquérir un maximum d'expérience dans la réalisation du travail et du monde professionnel en général.

Enfin, nous espérons que cette étude fera l'objet du projet détaillé visant à développer un système d'égouts plus fiable et de haute qualité. En plus de développer mes compétences scientifiques et de terrain.

# Références bibliographiques

## Références bibliographiques

1. MEBARKI & HALIMI. (2018). *Etude du système d'AEP des ksours des communes Tamest et Tsabit, Bureau d'étude. Adrar.*
2. DERNOUNI.F. (2006). *Cours d'assainissement. ENSH.*
3. FANDI Hasna Wafaa et BENAZZA Fatima Zohra. (2017). *Etude du SIMULATION D'UN RESEAU D'EAU PLUVIALE A L'AIDE DU LOGICIEL SWMM (STORM WATER MANGEMENT MODEL).*
4. FRANÇOIS G, B. (1997). *distribution et collecte des eaux.* l'école polytechnique de Montréal .
5. JEAN CLAUDE, B. T. (2002). *Instruction technique relative aux réseaux d'assainissement des agglomérations.* France: Ecole nationale de ponts et chaussées et Centre d'enseignement et de recherche eau ville environnement.
6. Manal, D. (2018). *Etude du réseau d'assainissement, Institut de Technologies, Université Akli Mohand Oulhadj BOUIRA. la ville de CORSO (W.BOUWERDES).*
7. SALAH, B. (1993). *Polycopie cours d'assainissement. BLIDA: Ecole nationale supérieure de l'hydraulique (ENSH).*
8. SAMIRA, G. (2013). *Etude d'un schéma directeur d'assainissement la ville Marsa Ben M'Hidi ,Mémoire de master Eau Sol et Aménagement,département d'hydraulique,faculté de technologie,université Abou BekrBelkaid. Tlemcen.*
9. TOUAIBIA, B. (2004). *Manuel pratique d'hydrologie.* Alger: Presses Madani.