

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
UNIVERSITE MOHAMED BOUDIAF - M'SILA

FACULTE DE TECHNOLOGIE
DEPARTEMENT D'HYDRAULIQUE
N° :



DOMAINE : TECHNOLOGIE
FILIERE : HYDRAULIQUE
OPTION : HYDRAULIQUE URBAINE

**Mémoire présenté pour l'obtention
Du diplôme de Master Académique**

Par: HACHROUF Islem Ezzeddine

Intitulé

**Etude du diagnostic d'un réseau d'assainissement
avec description des techniques de management
pour sa réalisation.
Cas d'une localité à Sidi Amer (w) Msila**

Soutenu devant le jury composé de :

Mr MAHDI Djallal	Université de M'Sila	Président
Mr SAHLI Youcef	Université de M'Sila	Rapporteur
Mr HAMIDOU Mohamed	Université de M'Sila	Examineur

Année universitaire : 2024/2025

Remerciements

Je tiens à exprimer ma profonde gratitude à mon encadreur, le Dr. **SAHLI Youcef**, pour ses conseils éclairés, son accompagnement attentif et son soutien indéfectible tout au long de l'élaboration de ce travail. Ses orientations ont grandement contribué à la réussite de ce mémoire.

Je remercie également mes parents, Ibrahim et Zohra, pour leur amour incommensurable, leur soutien permanent et leur présence rassurante. Ils ont été les piliers de mon cheminement académique.

Mes sincères remerciements vont également à mes frères, mes sœurs, ma famille et mes amis pour leur soutien moral et leur encouragement constant.

Je remercie enfin les membres du jury pour le temps qu'ils ont consacré à l'évaluation de ce mémoire et pour leurs remarques constructives.

HACHROUF ISLEM EZZEDDINE

Dédicace

*À mes chers parents, **Ibrahim** et **Zohra**, symboles d'affection et de dévouement, je dédie ce travail en témoignage de ma gratitude pour tous les sacrifices consentis afin de me garantir une éducation digne. Votre amour inconditionnel et votre soutien constant ont été la lumière qui a guidé mon chemin et la force qui m'a permis d'atteindre cet accomplissement.*

*À mes frères et sœurs **Nour**, **Mona** et **Ali**, qui ont toujours été à mes côtés dans les moments difficiles comme dans les instants de joie, merci pour votre présence bienveillante et vos conseils sincères qui m'ont accompagné tout au long de mon parcours académique.*

*À mes amis fidèles, notamment **Rizeki Ben Hamouda**, **Kamel Belaroui**, je vous dédie ce travail en reconnaissance de votre soutien constant et de votre amitié sincère. Votre encouragement a été une véritable source de motivation.*

Enfin, à toute ma famille élargie et à tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à l'aboutissement de ce modeste travail, je vous exprime ma reconnaissance la plus profonde pour votre appui et votre accompagnement précieux.

HACHROUF ISLEM EZZEDDINE

Résumé :

Le but recherché par ce mémoire de fin d'étude est savoir faire une étude de diagnostic d'un réseau d'assainissement existant, qui commencera par un diagnostic superficiel consacré à connaître l'état physique des ouvrages d'assainissement. L'étape suivante est consacrée au diagnostic approfondie dont l'objectif est la vérification du fonctionnement hydraulique du réseau existant. Les résultats nous renseignent sur l'état du réseau avec des recommandations à faire pour sa réhabilitation en utilisant les techniques de management.

Mots clés : Bassin Versant – Eau pluviale – Eau usée – Assainissement

ABSTRACT :

The aim of this final year thesis is to conduct a diagnostic study of an existing wastewater network. It begins with a superficial diagnosis focused on assessing the physical condition of the sanitation structures. The next stage involves a more in-depth diagnosis aimed at verifying the hydraulic performance of the existing network. The results inform us about the state of the network, along with recommendations for its rehabilitation using management techniques.

ملخص:

ان الهدف من عملنا في هذه الأطروحة النهائية هو معرفة كيفية إجراء دراسة تشخيصية لشبكة الصرف الصحي الحالية، والتي ستبدأ بتشخيص سطحي مخصص لمعرفة الحالة المادية لأعمال الصرف الصحي ثم انتقلنا إلى التشخيص المتعمق. مخصص للتحقق من التشغيل الهيدروليكي للشبكة الحالية. تخبرنا النتائج عن حالة الشبكة مع التوصيات التي يتعين تقديمها لإعدادة تأهيلها

Sommaire

Introduction Générale.....	1
-----------------------------------	----------

Chapitre 1 : Description de la zone d'étude

1.1 Introduction.....	3
1.2. La situation du site	3
1.2.1 situation géographique	3
1.2.2 la situation administratif	3
1.2.3. Position de la commune de Sidi Ameer.....	3
1.2.4. La situation topographique	4
1.2.5. Le relief	4
1.3 Climatologie.....	5
1.3.1. Les températures	6
1.3.2. Précipitation	7
1.3.3. Les vents	8
1.3.4.L'Humidité	9
1.4 Habitats et équipements.....	10
1.4.1.Habitats	10
1.4.2.Equipements	10
1.4.2.1. Equipements pédagogiques.....	10
1.4.2.2. Equipements sanitaires.....	10
1.4.2.3. Equipements Administratifs.....	10
1.4.2.4. Equipements culturels et récréatifs	10
1.5 La situation hydraulique actuelle.....	11
1.5.1. Réseau d'eau potable.....	11
1.5.2. Réseau d'assainissement	11
1.6 Conclusion.....	11

Chapitre 2 : Etude hydrologique relative à la région d'étude

2.1	Introduction	12
2.2	Choix de la période de retour... ..	12
2.3	Détermination de l'intensité moyenne des précipitations.....	12
2.3.1.	Analyse des données pluviométriques et choix de la loi d'ajustement.....	13
	A. Analyse des données statistiques	13
	B. Choix de la loi d'ajustement... ..	14
2.3.2.	Calcul des paramètres de la loi choisie	14
	A. Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Gumbel... ..	14
	B. Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Galton.....	17
2.4	Calcul de l'intensité de pluie de 15 min de durée et de période de retour de 10 ans par la formule de MONTANARI	20
2.5	Interprétation des résultats	20
2.6	Conclusion.....	21
Chapitre 3 : Diagnostic superficiel (Pré-diagnostic) du réseau d'assainissement existant		
3.1	Introduction... ..	22
3.2	Objectif du diagnostic superficiel (pré-diagnostic)	22
3.2.1	Diagnostic des conduites.....	22
3.2.1.1	Facteurs Pro vocatifs de l'encrassement des conduites... ..	23
	A. Facteurs de comportement de la ville... ..	23
	B. Facteurs de fonctionnement	23
	C. Facteurs de gestion... ..	23
3.2.1.2	Effet de l'encrassement sur le fonctionnement des réseaux... ..	23
3.2.1.3	Solutions au phénomène d'encrassement... ..	24
	A. Solution préventives pour éviter l'encrassement	24
	B. Solution curative pour le phénomène l'encrassement.....	24

3.2.2	Diagnostic superficiel des ouvrages annexes...	24
3.2.3	Les étapes à suivre pour effectuer diagnostic superficiel des réseaux	24
3.2.4	Synthèse du pré diagnostic...	25
3.3	Aperçu général du réseau d'assainissement existant du site d'étude	26
3.4	Etat du système d'assainissement existant	26
3.5	Etat de l'oued traversant la localité de l'étude	27
3.6	Résultats du diagnostic superficiel du réseau d'assainissement existant	28
3.6.1	Etat physique des conduites	28
3.6.2	Etat physique des bouches d'égout (Avaloirs)	28
3.6.3	Etat physique des Regards	28
	A. Etat physique des Regards de la Zone 1	29
	B. Etat physique des Regards de la Zone 2	30
3.7	Conclusion	30

Chapitre 4 : Estimation des débits des eaux usées

4.1	Introduction	31
4.2	L'objectif de l'estimation des débits d'eaux usées	31
4.3	Les différents types d'eaux usées	31
	A. Eaux usées domestiques	31
	B. Eau des établissements publics	32
	C. Eaux industrielles	32
	D. Eaux de ruissellement	32
	E. Eau parasitaire	32
4.4	Evaluation des débits de pointe (Qp) des eaux usées	32
4.4.1	Eaux usées domestiques	32
4.4.2	Eaux usées des établissements publics	33
4.5	Estimation des débits d'eaux usées	33
4.5.1	Evaluation de la population à l'horizon 2050	33

4.5.2 Estimation des débits d'eaux usées domestiques	36
4.5.2.1 Débit moyen journalier.....	36
4.5.2.2 Débit de pointe... ..	36
A. Calcul du nombre d'habitants pour chaque sous bassin... ..	38
B. Calcul de la densité.....	38
4.6 L'état actuel.....	39
4.7 L'état futur.....	42
4.8 Conclusion.....	45

Chapitre 5 : Diagnostic approfondi du réseau d'assainissement existant

5.1 Introduction	46
5.2 Objectif du diagnostic approfondi... ..	46
5.3 Les étapes à suivre pour effectuer diagnostic approfondi du réseau d'assainissement.....	46
5.4 Méthodes et formules utilisées pour l'estimation des débits des eaux pluviales....	47
5.4.1 Intensité de pluie dans un bassin versant.....	47
5.4.2 Méthodes de calcul utilisées.....	48
5.5 Méthodes et formules de dimensionnement d'un réseau d'assainissement des eaux pluviales.....	51
5.5.1 La méthode Rationnelle.....	51
5.5.2 La méthode de Caquot.....	53
5.6 Conclusion.....	60

Chapitre 6 : Devis quantitatif et estimatif après diagnostic

6.1 Introduction	63
6.2 Etapes de calcul du coût de réhabilitation... ..	63
A) Calcul de volume du remblai (Vr).....	64
B) Evacuation des terres en excès	64
C) Calcul de volume du lit du sable... ..	65

D) Volume occupé par les conduites.....	65
E) Volume d'enrobage....	65
F) Volume évacué....	65
6.3 Exécution des travaux....	66
A) Exécution des fouilles	66
B) Pose de canalisation.....	66
C) Remblais des feuilles et compactage.....	67
D) Exécution des regards	67
6.4 Devis quantitatif des regards.....	70
6.5 Conclusion.....	70

Chapitre 7 : Aperçu sur l'élaboration du planning de réalisation du projet par MS-Project

7.1 Introduction.....	71
7.2 Aperçu théorique sur la planification des projets	71
7.2.1 Matrice de planification du projet.....	71
7.2.2 Cycle d'un projet et sa gestion.....	71
7.2.3 l'organisation des taches et détermination de leurs durées.....	72
7.2.4 Identification et affectation des ressources humaines, matérielles et techniques d'un projet.....	72
7.2.5 Affectation des couts.....	73
7.2.6 Identification des résultats et des risques du projet.....	73
7.3 Processus de planification par MS Project.....	74
7.3.1 Introduction.....	74
7.3.2 Définition du MS-Project.....	74
7.3.3 Planification et pilotage des projets.....	74
7.3.4 Les étapes de planification d'un projet par MS-PROJECT.....	75
7.3.5 Gestion des ressources.....	75
7.3.6 Gestion des couts.....	76
7.3.7 Analyse et communication des informations du projet.....	76

7.3.8 Diagramme de Gantt.....	76
7.3.9 Etapes simplifiées d'élaboration du diagramme de Gantt.....	77
7.4 Conclusion.....	78
CONCLUSION GENERALE	79
Bibliographie.....	81
Annexes	82

Liste des tableaux

N° du Tableau	Titre	Page
Tableau 1.1	Températures mensuelles moyennes au cours de la période (1980-2013)	6
Tableau 1.2	Quantité de pluie avec jours de pluie par mois à Sidi Amer	7
Tableau 1.3	Vitesses et directions des vents	8
Tableau 1.4	Données de l'humidité	9
Tableau 2.1	Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GUMBEL	16
Tableau 2.1	Caractéristiques de l'échantillon	17
Tableau 2.4	Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Galton	19
Tableau 3.1	Etat des Regards de la Zone 1	29
Tableau 2.2	Etat des Regards de la Zone 2	30
Tableau 4.1	Estimation de la population	34
Tableau 4.2	Découpage de la zone d'étude	37
Tableau 4.3	Estimation du nombre d'habitants de chaque sous bassin (Zone 1)	39
Tableau 4.4	Estimation du nombre d'habitants de chaque sous bassin (Zone 2)	40
Tableau 4.5	Evaluation des débits de pointe d'eaux usées domestique (Zone 1)	41
Tableau 4.6	Evaluation des débits de pointe d'eaux usées domestique (Zone 2)	42
Tableau 5.7	Estimation du nombre d'habitants de chaque sous bassin (Zone 1)	42
Tableau 4.8	Estimation du nombre d'habitants de chaque sous bassin (Zone 2)	43
Tableau 4.9	Evaluation des débits de pointe d'eaux usées domestique (Zone 1)	44
Tableau 4.10	Evaluation des débits de pointe d'eaux usées domestique (Zone 2)	45
Tableau 5.1	Evaluation des débits du réseau unitaire avec dimensionnement des conduites (zone1)	56
Tableau 5.2	Evaluation des débits du réseau séparatif des eaux pluviales avec dimensionnement des conduites (zone2)	58
Tableau 5.3	Evaluation des débits du réseau séparatif des eaux usées avec dimensionnement des conduites (zone2)	58
Tableau 5.4	Résumé des résultats du diagnostic du réseau (Zone N°01)	59
Tableau 5.5	Résumé des résultats du diagnostic du réseau de eaux pluviales (ZONE N°02)	60
Tableau 5.6	Résumé des résultats du diagnostic du réseau de eaux usées (ZONE N°02)	60
Tableau 6.1	Estimation du coût des conduites	68
Tableau 6.2	Estimation du coût des déblais	68
Tableau 6.3	Estimation du coût des remblais	68
Tableau 6.4	Estimation du coût de l'enrobage	69
Tableau 6.5	Estimation du coût de lit de sable	69
Tableau 6.6	Estimation du coût de projet (réhabilitation)	69
Tableau 6.7	Devis quantitatif et estimatif des regards	70

Liste des figures

N° de la figure	Titre	Page
Figure 1.1	La situation administrative de la commune de Sidi Ameer	5
Figure 2.1	Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GUMBEL	17
Figure2.2	Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Galton	19
Figure 3.1	Photos de quelques regards (Mars 2025)	27
Figure 3.2	Forme et état de l'oued séparant les zones 1 et 2 (Mars 2025)	27
Figure 4.1	Carte d'occupation de sol et de délimitation des sous-bassins versants	37
Figure 5.1	Courbes IDF (Intensité-Durée-Fréquence)	47
Figure 5.2	Délimitation des BV de la zone 1	54
Figure 5.3	Délimitation des BV de la zone 2	55
Figure 5.4	Délimitation des BV de la zone 1	61
Figure 5.5	Délimitation des BV de la zone 2	62

INTRODUCTION GENERALE

Introduction générale

Après une durée de fonctionnement d'un réseau d'assainissement, une étude de diagnostic s'impose pour détecter les défaillances dans le réseau et apporter des solutions nécessaires.

L'objectif de notre étude est d'une part de détecter toutes les anomalies du réseau d'assainissement existant et de proposer des solutions techniques afin d'assurer l'évaluation rapide et sans stagnation des eaux usées et pluviales, qui peuvent submerger ou incommoder les lieux d'habitation. D'autre part, la projection et le dimensionnement des collecteurs ainsi que les ouvrages annexes.

Le principe d'une étude de diagnostic est de procéder au diagnostic préliminaire qui consiste à vérifier l'état physique des ouvrages d'assainissement du réseau existant ; il est appelé un pré-diagnostic. L'étape suivante est la vérification du fonctionnement hydraulique du réseau appelé souvent le diagnostic approfondie.

Tous les rejets d'assainissement engendrent une pollution de l'eau avec tous les risques que cela comporte sur le plan d'hygiène et de la protection de l'environnement, pour cela les eaux usées doivent être acheminés vers la station d'épuration et les eaux pluviales doivent être rejetées dans les points de rejets bien choisis .

Notre étude de diagnostic du réseau d'assainissement sera établit selon les étapes suivantes :

- Description de la zone d'étude qui sera consacrée à la situation géographique, inventaire des établissements existant dans la zone d'étude et d'autres informations utiles à notre étude ;
- Une étude hydrologique pour la partie des eaux pluviales qui nous permettra de connaître l'intensité de pluie de région d'étude ;
- Etablir un inventaire des ouvrages d'assainissement existants avec analyses constats sur leurs états (diagnostic superficiel).
- L'occupation du sol actuelle et future de la zone d'étude dont l'horizon d'étude est 2050, qui seront suivi par l'estimation des débits eaux usées (habitations et équipements public) ;

- Procéder par la suite au calcul des débits des eaux pluviales en fonction de la délimitation des sous bassins versants comme première étape du diagnostic approfondie;
- Entamer le redimensionnement du réseau d'assainissement existant en tenant compte des débits calculés et des résultats du pré-diagnostic;
- Etablir les plans d'assainissement et profils en long nécessaires ;
- Justifier les points de rejets utilisés et donner les recommandations nécessaires ;
- Elaborer un devis quantitatif et estimatif du diagnostic afin de procéder à sa réhabilitation.
- Un descriptif sur la méthodologie et l'utilité de l'utilisation de management dans la phase de réalisation (Réhabilitation) du réseau après la phase étude.
- Enfin, une conclusion générale résumant les résultats de notre travail.

Chapitre 1

Description de la zone d'étude

Chapitre 1 : Description de la zone d'étude

1.1. Introduction:

Ce chapitre décrit en quelques pages la présentation de la zone concernée par l'étude du diagnostic d'assainissement des eaux pluviales et usées. Cette présentation concernera plusieurs volets à savoir : Topographique, climatique, géologique, démographique et hydraulique.

1.2. La situation du site : [7]

1.2.1 situation géographique :

La commune de Sidi Amer est située au sud-ouest de la wilaya de M'sila. Elle est à 100 km du chef lieu de wilaya, située à une altitude de 775 m au-dessus du niveau de la mer sur une superficie de 946 km² dont notre étude portera sur une partie de cette surface.

1.2.2 la situation administratif : [7]

Sidi Amer appartient administrativement à la wilaya de M'sila qui est considéré comme une zone importante pour le sud des hauts plateaux suite à son emplacement stratégique. Elle est limitée par :

Nord-Ouest : Ain El-Hadjel et Bouti Sayeh ;

Nord-est : Sidi Hijras et Ben Zoh

Sud : Menaâ, Slim et Djbel Messaad

Est : Boussaâda et El Hamel

Ouest : Djelfa.

1.2.3. Position de la commune de Sidi Ameur:

La ville de Sidi Amer est située dans un terrain plat et convient à la reconstruction. Une grande partie des constructions sont des privés qui sont indépendamment les uns des autres.

Les obstacles de cette zone du point de vue topographiques sont deux vallées qui coupent la ville et le mont Al-Fawara ; qui est situé au nord-est plus une montagne sur le côté ouest.

1.2.4. La situation topographique :

La zone d'étude est caractérisée par une pente homogène et faible dont l'occupation du sol est variable (publics et privés).

1.2.5. Le relief : [7]

L'un des terrains les plus importants qui caractérisent la région des montagnes et des sprats de Sidi Amer, il y a les premiers sprats situés dans le nord et le second dans la région sud-ouest. Tandis que les montagnes sont réparties comme suit:

Djebel El-Makhsi : Du côté ouest ;

Djebel Al-Zamira: Dans la région centrale ;

Djebel Heka: Au sud-est et représentent la frontière avec la commune de Tamsa
vallées: il y a deux vallées qui coupent le centre de la commune et le divisent en trois sections.

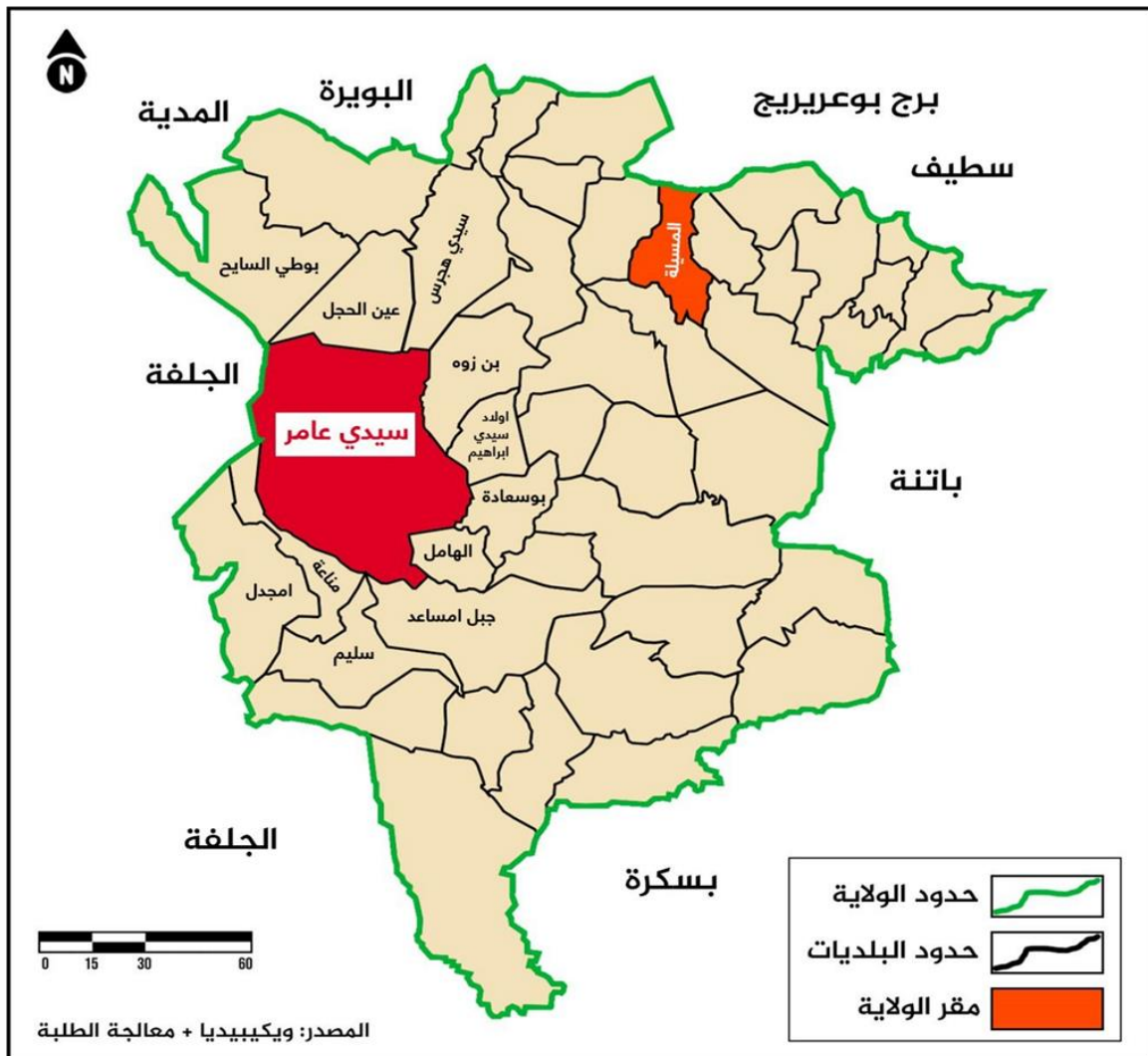


Figure 1.1 : La situation administrative de la commune de Sidi Ameur

1.3. Climatologie: [7]

L'étude du climat est nécessaire dans le processus de planification, nous devrions donc aborder les éléments les plus importants du climat, en se basant sur les données de la station de Ain Lahdjel, qui la plus représentative à notre zone d'étude car tout simplement c'est la plus proche des stations existantes dans la région.

1.3.1. Les températures : [7]

Elle représente les changements trimestriels « Hiver-Eté ». Selon les chiffres enregistrés à la station météorologique, les enregistrements de température varient entre - 12 ° C à 52 ° C.

Tableau 1 .1: Températures mensuelles moyennes au cours de la période (1980-2013)

Mois	Température moyenne	Intensité Moyenne Maximale de la Température	Intensité Moyenne minimale de la Température
Janvier	5.65	9.87	0.27
Février	7.33	12.01	1.42
Mars	10.54	15.36	3.67
Avril	13.71	18.43	6.53
Mai	18.51	23.53	10.65
Juin	24.82	30.12	15.85
Juillet	28.55	33.98	18.94
Aout	27.65	33.2	18.61
Septembre	22.2	27.47	14.49
Octobre	16.62	21.35	8.86
Novembre	10.73	15.03	5.18
décembre	6.69	10.61	1.88
Total	193	250.97	107.34
Taux annuel	16	20.09	8.09

1.3.2. Précipitation : [7]

En ce qui concerne la quantité de précipitations, elle est caractérisée par le manque de régularité des précipitations annuelles sachant que la commune de Sidi Amer appartient à la zone qui reçoit entre 200 et 350 mm de pluie par an.

Tableau 1 .2: Quantité de pluie avec jours de pluie par mois à Sidi Amer

Mois	Taux de précipitation (mm)	Nombre de jours de chute
Janvier	16.2	6
Février	60.3	7
Mars	18.6	5
Avril	34.6	6
Mai	44.8	5
Juin	28.8	2
Juillet	5.3	3
Aout	19.3	5
Septembre	10	5
Octobre	52.5	6
Novembre	11.4	6
décembre	5.4	7
TOTAL	307.5	63

Nous constatons à travers le tableau que les précipitations annuelles moyennes dans la zone de Sidi Ameer sont estimées à 307,5 mm / an ; ce qui est acceptable, mais elles fluctuent au cours des mois de l'année et nous constatons que la plus grande valeur des précipitations enregistrées correspond au mois de février qui est de 60,6 mm.

1.3.3. Les vents : [7]

On résume la vitesse moyenne du vent au cours de l'année dans la commune de Sidi Amer et ainsi ses directions dans le tableau suivant:

Tableau 1.3 : Vitesses et directions des vents

Mois	La vitesse moyenne du vent	Vent dominant	Vent secondaire
Janvier	4.24	Nord	Nord
Février	5.32	Nord	Sud-ouest
Mars	5.18	Nord	Nord
Avril	5.40	Nord	Nord
Mai	5.22	Nord	Nord
Juin	4.10	Sud-ouest	Nord
Juillet	3.64	Nord	Sud
Aout	3.65	Nord	Sud
Septembre	3.74	Nord	Nord
Octobre	3.52	Nord-ouest	Sud
Novembre	4.48	Nord	Nord
Décembre	4.32	Nord	Nord

1.3.4.L'Humidité : [7]

L'humidité est un facteur important pour déterminer la nature du climat dans chaque région. Pour le cas de notre région d'étude située à Sidi Ameer, les valeurs récapitulatives sont dans le tableau suivant :

Tableau 1 .4 : Données de l'humidité

Mois	Humidité maximale	Humidité minimale	Taux d'humidité
Janvier	85.4	65	75.2
Février	80.4	60	70.2
Mars	78.6	61	69.8
Avril	74.4	58	66.2
Mai	58	38	48
Juin	51	33	42
Juillet	40	28	34
Aout	44.8	30	37.4
Septembre	60	55	55
Octobre	71	53	62.6
Novembre	81	55	68
Décembre	82.2	57	69.6

L'humidité est classée selon les services météorologiques en quatre groupes comme suit Premier groupe : humidité relative moyenne inférieure à 30%,zone sec.

- Deuxième groupe : humidité moyenne entre 30-50 %, zone demi-sec
- Troisième groupe : humidité moyenne entre 50-70 %, zone semi-humide
- Quatrième groupe : humidité moyenne supérieur à 70 % zone humide

Sur la base des données reçues dans le tableau ci-dessus et de la classification applicable des services météorologiques, on distingue les mois de l'été au sein du

deuxième groupe. Le reste des mois de l'année sont inclus dans le troisième groupe représente les régions semi-sec.

1.4. Habitats et équipements : [7]

1.4.1.Habitats :

La partie concernée par l'étude d'assainissement au niveau de la commune de Sidi Ameur est d'une moyenne de 7538 habitants repartis dans des habitations collectives et habitations individuelles. En utilisant la notion du taux d'accroissement appliqué en Algérie, nous allons avoir le nombre d'habitants de notre zone à l'horizon de l'étude qui est 2050.

1.4.2.Equipements :

La zone d'étude située à Sidi Amer dispose de plusieurs équipements. La connaissance de ces équipements nous permet de connaître l'occupation du sol de la zone et avoir l'inventaire exact des équipements nous aident dans la quantification des débits des eaux usées rejetés par la zone.

1.4.2.1. Equipements pédagogiques:

La zone d'étude dispose d'une école primaire. Les établissements d'enseignements moyen et secondaire ainsi que le centre de formation professionnelle et le reste des équipements se situent dans les zones limitrophes non incluses dans notre étude.

1.4.2.2. Equipements sanitaires:

La commune de Sidi Ameur dispose dans sa globalité des établissements de santé suivants: une clinique multiservices et une salle de soins. Ces établissements sont mis à disposition de toutes les zones y compris la notre.

1.4.2.3. Equipements Administratifs:

Les différentes installations administratives dont dispose les zones appartenant à la commune de Sidi Ameur sont les suivants : Le siège de l'APC (Mairie), la caisse de sécurité sociale, le siège d'Algérie Télécom, un siège de l'agence postale, le siège du district de contrôle forestier et une brigade de le gendarmerie nationale.

1.4.2.4. Equipements culturels et récréatifs :

La commune de Sidi Amer contient des équipements culturels et autres loisirs représentés dans un stade municipal, un complexe sportif à côté de la Maison des Jeunes, et le centre culturel et la bibliothèque municipale. Ces équipements sont exploités l'ensemble des zones de la commune y compris la nôtre.

1.5 La situation hydraulique actuelle:

1.5.1. Réseau d'eau potable :

La zone d'étude est alimentée en eau potable à travers le réservoir. La distribution est gravitaire dont la plupart des canaux de distribution ont été renouvelés avec des conduites PEHD.

1.5.2. Réseau d'assainissement :

L'assainissement existant dans la ville de Sidi Amer est assuré par un système unitaire, en évacuant les eaux usées et les eaux pluviales ensemble dans un seul réseau.

1.6. Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons cités les données nécessaires concernant notre zone d'étude du point de vue topographie, géologie, climatologie, démographie, ainsi que la situation hydraulique. Ces informations seront exploitées pour les utiliser avec d'autres dans la conception et le dimensionnement du réseau d'assainissement et les ouvrages annexes.

Chapitre 2

**Etude hydrologique relative à la
région d'étude**

Chapitre 2 : Etude hydrologique relative à la région d'étude

2.1. Introduction :

Les ouvrages d'assainissement doivent assurer un degré de protection suffisant contre les inondations causées par la pluie.

Le caractère plus ou moins exceptionnel d'un événement pluvieux (h millimètres pendant une Durée de t minutes) s'apprécie par sa fréquence de dépassement « F » ou sa période de retour « $T = 1/F$ ».

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

2.2. Choix de la période de retour : [6]

La période de retour de suffisance du réseau d'assainissement est le résultat d'un compromis entre le coût de sa construction et celui de son entretien.

Elle est généralement prise égale à 10 ans, cette période est prise comme base de calcul.

2.3. Détermination de l'intensité moyenne des précipitations : [8]

L'analyse de cette intensité moyenne maximale est très importante dans le dimensionnement des réseaux d'égout.

Lors de l'étude d'une averse, il convient de déterminer les intensités moyennes maximales qui se définissent par le rapport de la hauteur d'eau tombée et la durée Δt .

Soit :

$$i_m = \frac{dh}{dt}$$

Avec :

- i_m : intensité moyenne en mm/h.
- Δh : hauteur de pluie tombée pendant la durée Δt .

Pour le calcul de l'intensité, on doit :

- Analyser les données pluviométriques et faire le choix du type de 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.

2.3.1 Analyse des données pluviométriques et choix de la loi d'ajustement : [2]

A. Analyse des données statistiques :

Nous prenons comme base de calcul la série pluviométrique de la station pluviométrique de Station de AIN EL HADJEL dont le code est : 050301, sur une période de fonctionnement de 1989 à 2008 qui a été fournie par l'ANRH de M'sila.

L'analyse statistique des données pluviométriques consiste à déterminer les caractéristiques empiriques d'un échantillon d'une série d'observations de précipitations mensuelles et maximales journalières, de 19 ans.

- Les caractéristiques de cette série sont : [2]

- La somme des précipitations maximales journalières :

$$\sum_{i=1}^{n=19} X_i = 583.9 \text{ mm}$$

- Moyenne des précipitations maximales journalières :

$$\bar{X} = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^n X_i = \frac{583.9}{19} = 30.73 \text{ mm}$$

N : le nombre d'années d'observations (N= 19 ans).

- Ecart type $\hat{\sigma}_x$:

$$\hat{\sigma}_x = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^N (X_i - \bar{X})^2}{N - 1}} = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{19} (X_i - 30.73)^2}{19 - 1}}$$

Donc :

$$\hat{\sigma}_x = 11.51 \text{ mm}$$

- Coefficient de variation:

$$C_v = \frac{\hat{\sigma}_x}{\bar{X}} = \frac{11,51}{30,73}$$

Donc : $C_v = 0.37$

- ❖ Coefficient d'asymétrie (Cs) -0.3798
- ❖ Coefficient d'aplatissement (Ck) 1.498

- Exposant climatique :

Il est donné par l'ANRH de M'sila: $b = 0,33$

B. 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.

- Loi de Gumbel.
- Loi de Galton ou Loi Log Normale.

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

2.3.2 Calcul des paramètres de la loi choisie : [2]

A. Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Gumbel :

L'analyse statistique des précipitations maximales journalières a été réalisée afin d'estimer la probabilité d'occurrence d'événements extrêmes. Pour cela, la loi de Gumbel a été choisie pour modéliser la distribution des maxima annuels en utilisant le logiciel HYFRAN, spécialisé dans l'analyse hydrologique.

La loi de Gumbel est particulièrement adaptée pour représenter les valeurs extrêmes, notamment les pluies maximales susceptibles de générer des crues. Sa fonction de répartition est donnée par :

$$F(x) = e^{-e^{-\alpha(x-x_0)}}$$

- $F(x)$: Fréquence au dépassement de la valeur de x .
- α, x_0 : Coefficients d'ajustement.
- x_0 : Paramètre de position (mode).
- α : Paramètre d'échelle différent de zéro et positif appelé aussi « gradex »

Procédé d'ajustement :

La procédure suivie pour ajuster la série de données est la suivante :

1. Classement des observations par ordre croissant afin d'associer à chaque valeur une fréquence empirique.
2. Calcul des paramètres statistiques essentiels :
 - Moyenne (\bar{X}),
 - Écart-type (σ),
 - Coefficient de variation (C_v),
 - Coefficient d'asymétrie (C_s),
 - Coefficient d'aplatissement (C_k).
3. Ajustement par la méthode des moments en utilisant les valeurs empiriques.
4. Vérification de la qualité de l'ajustement par un test du Chi-deux
 - **Test d'adéquation : méthode du Chi-deux :**

Afin de confirmer la pertinence de l'ajustement de la loi de Gumbel aux données observées, un test de conformité du Chi-deux a été réalisé. Ce test consiste à comparer la distribution théorique attendue avec la distribution observée à l'aide d'un critère statistique.

Les résultats sont :

- Statistique $X^2 = 4.00$
- p-value = 0.2615
- Degrés de liberté : 3
- Nombre de classes utilisées : 6

Interprétation :

La p-value obtenue (0.2615) étant supérieure au seuil de 5 %, nous ne pouvons pas rejeter l'hypothèse nulle H_0 . Les données suivent donc bien une loi de Gumbel. Ainsi, l'ajustement est considéré comme satisfaisant pour la suite des analyses de fréquences.

- Résultats de l'ajustement par la loi de Gumbel :

- GUMBEL (Méthode des moments)

Nombre d'observations : 19

Quantiles :

$q = F(X)$ (probabilité au non dépassement)

$$T = 1 / (1 - q)$$

Tableau 2.2: Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GUMBEL

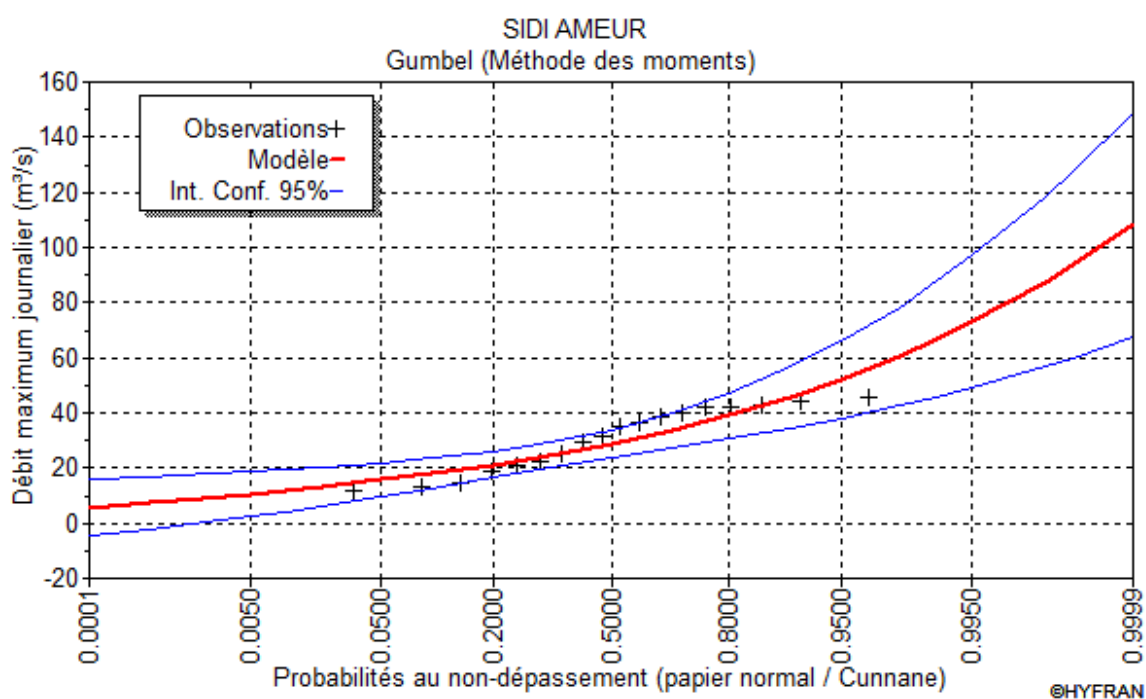
Période de retour T (ans)	Probabilité (q)	Précipitation (mm)	Ecart-type	Intervalle de confiance (95%)	
10000.	0.9999	108.2	20.75	67.51	148.9
2000.	0.9995	93.74	17.20	60.02	127.5
1000.	0.9990	87.52	15.68	56.78	118.3
200.	0.9950	73.06	12.15	49.24	96.89
100.	0.9900	66.82	10.64	45.96	87.68
50.0	0.9800	60.56	9.136	42.65	78.47
20.	0.9500	52.20	7.153	38.17	66.22
10	0.9000	45.74	5.662	34.64	56.84
5.	0.8000	39.01	4.192	30.79	47.22
3.	0.6667	33.65	3.163	27.45	39.85
2.	0.5000	28.84	2.489	23.96	33.72

Avec :

- T : Période de retour (T=10ans).
- Q : Probabilité au non dépassement.
- XT : précipitation maximale journalier

Tableau 2.3 : Caractéristiques de l'échantillon

	Caractéristiques. de l'échantillon
Minimum	11.5
Maximum	45.3
Moyenne	30.73
Ecart-type	11.51
Médiane	33.15
Coefficient de variation (Cv)	0.3745
Coefficient d'asymétrie (Cs)	-0.3789

**Figure 2.1:** Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GUMBEL**B. Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Galton :**

Une variable aléatoire a une distribution log normale lorsque $y = \ln(x)$ est normale. La loi de Galton résulte de la loi normale mais est rendue dissymétrique par un changement de variables. Sa fonction de répartition est donnée par :

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

F(x) : Fréquence au non dépassement.

- La variable réduite est de la forme :

$$u = \frac{x_i - \bar{x}}{\sigma_x}$$

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

$$\text{Log } x(p\%) = \text{Log } \bar{x} + \sigma \text{Log } u(p\%)$$

- **Procédé d'ajustement :**

a - Classement des valeurs par ordre décroissant (fréquence au non dépassement).

b - Calcul de la fréquence expérimentale.

c - Calcul des caractéristiques empiriques de la série initiale \bar{x} et $\sigma_{\text{Log } x}$

d - Calcul des caractéristiques de la série transformée en logarithme $\text{Log } \bar{x}$ et $\sigma_{\text{Log } x}$.

e - Report des valeurs sur papier GAUSS Logarithmique.

f - Détermination de la droite de Galton : $\text{Log } x = \text{Log } \bar{x} + u\sigma_{\text{Log } x}$

g- Détermination de la valeur extrême soit graphiquement sur la droite, soit analytiquement par :

$$xp \% = 10^{\text{Log } xp \%}$$

- **Résultats de l'ajustement par la loi de Galton :**

Log normale (Maximum de vraisemblance)

Nombre d'observations : 18.

- **Quantiles :**

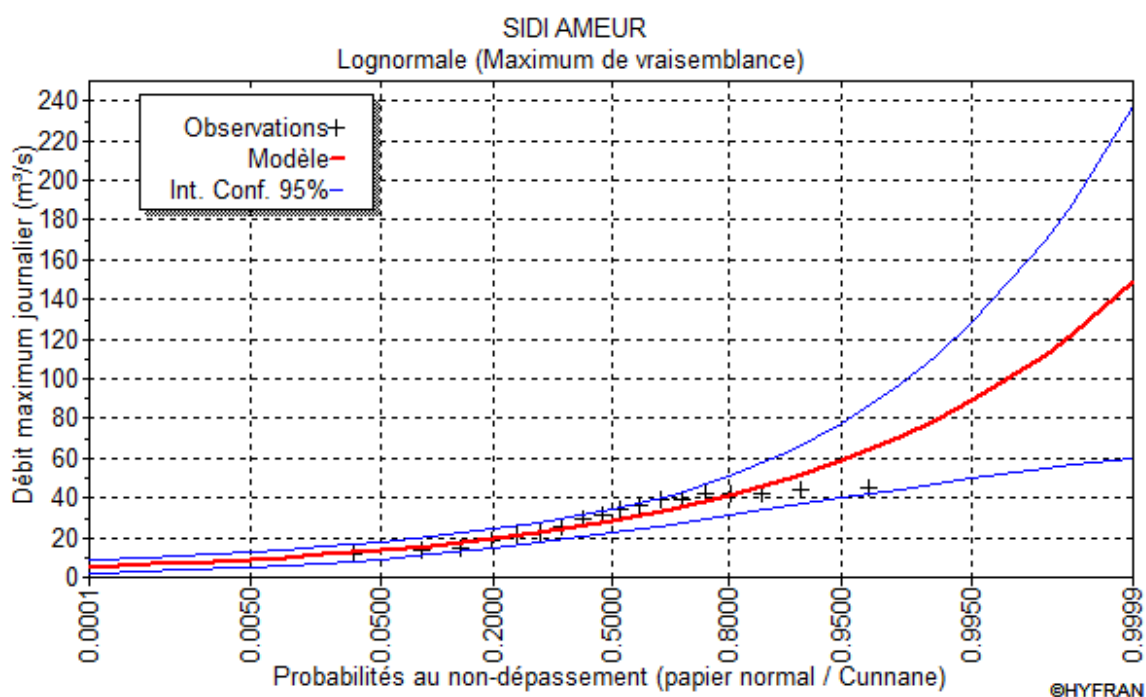
- $q = F(X)$ (probabilité au non dépassement)
- $T = 1 / (1-q)$

Tableau 2.4: Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Galton

periode de retour T (ans)	Probabilité (q)	Précipitation (mm)	Ecart-type	Intervalle de confiance (95%)	
10000	0.9999	148.6	45.07	60.22	236.9
2000	0.9995	122.7	33.48	57.08	188.4
1000	0.9990	112.2	29.04	55.30	169.2
200	0.9950	89.23	19.93	50.15	128.3
100	0.9900	79.83	16.50	47.47	112.2
50	0.9800	70.69	13.37	44.49	96.89
20	0.9500	58.90	9.660	39.96	77.84
10	0.9000	50.08	7.201	35.97	64.20
5	0.8000	41.15	5.074	31.21	51.10
3	0.6667	34.26	3.774	26.86	41.66
2	0.5000	28.27	2.973	22.45	34.10

Avec :

- **T** : période de retour (T=10ans).
- **Q** : probabilité au non dépassement.
- **XT** : précipitation maximale journalière.

**Figure 2.2:** Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Galton

2.4. Calcul de l'intensité de pluie de 15min de durée et de période de retour de 10 ans par la formule de MONTANARI : [2]

Pour le calcul de l'intensité moyenne de précipitation, nous utilisons la formule de MONTANARI :

$$I_t(\mathbf{15min})(p\%) = I_{24}(p\%) \left(\frac{t}{24}\right)^{b-1}$$

- $(\mathbf{15min})(p\%)$: Intensité moyenne de précipitation pour une averse de fréquence (p%).
- $I(p\%)$: Intensité moyenne de précipitation pour une journée de fréquence (p%) donnée.
- t : durée de l'averse en heures, $t = 0.25h = 15 \text{ min}$ pour une période de retour de 10 ans.
- b : Exposant climatique de la région ($b=0,33$) qui est donné par l'ANRH (M'Sila).

Pour l'estimation de l'intensité moyenne de précipitation, nous admettons qu'une averse ayant lieu une fois tous les 10 ans ; durant 15min, peut être la valeur optimale. Nous aurons donc:

$$I_{15min,10\%} = I_{24}(10\%) \left(\frac{t}{24}\right)^{b-1} = \frac{P_{24}(10\%)}{24} \left(\frac{t}{24}\right)^{b-1}$$

a- D'après la loi de GUMBEL :

$$I_{15min,10\%} = \frac{33.5}{24} \left(\frac{0,25}{24}\right)^{-0,67} = 29.71 \Rightarrow I_{15min,10\%} = 29.71 \text{ mm/h}$$

b- D'après la loi de GALTON :

$$I_{15min,10\%} = \frac{34.2}{24} \left(\frac{0,25}{24}\right)^{-0,67} = 30.33 \Rightarrow I_{15min,10\%} = 30.33 \text{ mm/h}$$

2.5 Interprétation des résultats :

L'analyse comparative des lois statistiques a montré que la loi de Gumbel est la plus appropriée pour représenter les précipitations maximales journalières. Elle offre une bonne concordance avec les données observées, tant sur le plan graphique que statistique, et démontre une capacité fiable à modéliser le comportement extrême des précipitations dans la zone étudiée.

2.6 Conclusion :

L'analyse statistique a permis de conclure que la loi de Gumbel est la plus appropriée pour représenter les pluies maximales journalières dans la zone d'étude. Ce modèle a été retenu pour le calcul de l'intensité de pluie à utiliser dans le dimensionnement du réseau d'assainissement. Le choix s'est appuyé sur la capacité de la loi de Gumbel à reproduire fidèlement le comportement extrême des précipitations, en fournissant des résultats cohérents et conformes aux caractéristiques de la série étudiée.

Chapitre 3

Diagnostic superficiel du réseau d'assainissement existant

Chapitre 3 : Diagnostic superficiel (Pré-diagnostic) du réseau d'assainissement existant

3.1 Introduction :

L'objectif initial d'une étude de diagnostic est principalement l'amélioration de la collecte des eaux et des conditions épuratoires notamment par l'élimination des eaux parasites. Il permet par la suite de s'informer sur l'état physique et le fonctionnement hydraulique du réseau d'assainissement.

Le diagnostic du réseau se fait souvent en deux grandes étapes :

- Diagnostic superficiel (pré-diagnostic).
- Diagnostic approfondie avec une vérification fonctionnement hydraulique du réseau hydraulique.

3.2 Objectif du diagnostic superficiel (pré-diagnostic) : [3]

Le diagnostic superficiel consiste à faire un constat général sur l'état physique du réseau existant ainsi que les ouvrages annexes (Regards, avaloirs, DO,Etc.), Cela se fait par des visites sur site et la récolte d'informations sur le terrain et auprès des services chargés pour la gestion du réseau (DHW, ONA etc.).

3.3.1 Diagnostic des conduites : [3]

La première étape pour le diagnostic des Conduites est de s'informer sur leurs diamètres en utilisant les plans de récolement du projet, la deuxième étape consiste à vérifier l'état physique des conduites et la troisième étape consiste à se renseigner leurs fonctionnements hydrauliques.

Les conduites d'assainissement sont souvent confrontées à un phénomène d'encrassement qui se matérialise par la présence et sédimentation de différents matériaux à l'intérieur des conduites.

3.2.1.1 Facteurs Pro vocatifs de l'encrassement des conduites:**A. Facteurs de comportement de la ville :**

- Matières solides de différentes natures générés par la présence éventuelle des chantiers (sable, graviers, terre, morceaux de bois ...etc),
- Circulation automobile (gaz d'échappement, usure de pneus, fuites des moteurs, hydrocarbures ... etc.),
- Ejection des animaux et déchets divers (papiers, matières plastiques, morceaux de verresetc.),
- Déchets éjectés par les abattoirs.

B. Facteurs de fonctionnement :

- Type de réseaux,
- Caractéristiques des conduites (diamètre, pente ... etc.),
- Débits évacués,
- Vitesse d'écoulement,
- Nature des charges polluées et leurs caractéristiques,
- Durée de temps sec précédent une pluie.

C. Facteurs de gestion :

- Fréquence d'entretien,
- Moyens et méthodes de curage utilisés,
- Méthodologie de contrôle et suivi du comportement du réseau,

3.2.1.2 Effet de l'encrassement sur le fonctionnement des réseaux :

Les dépôts solides engendrent des nuisances importantes de natures variées :

- Dysfonctionnement hydrauliques (mise en charges dues à la réduction du diamètre de la conduite),
- Obstruction d'arrivées latérales,
- Dégagement de gaz toxique qui sont à l'origine d'odeur incommode,
- Facilité d'accumulation des polluants et remise en suspension en cas de fortes pluies,

- La sécurité du personnel d'exploitation (asphyxie ...etc.).

3.2.1.3 Solutions au phénomène d'encrassement :

A. Solution préventives pour éviter l'encrassement :

- Respecter les conditions hydrauliques assurant l'auto curage par temps sec, la garantie de cet auto curage a été recherché en imposant des valeurs minimales à certaines paramètres essentiellement : v (vitesses d'écoulement) et I (pente moyenne des collecteurs).
- Intercepter spécifiquement les solides constituant les dépôts.
- Assurer une hauteur de décantation suffisante pour les regards et avaloirs.


B. Solution curative pour le phénomène l'encrassement :

La solution curative consiste à entamer le curage des conduites par des moyens assurant le maintien des conduites en bon état. La fréquence d'entretien doit être défini en fonction de région et les caractéristiques du réseau.

3.2.2. Diagnostic superficiel des ouvrages annexes : [3]

Cela consiste à constater et vérifier sur site l'état physique des différents ouvrages annexes d'assainissement (regards, avaloirs, déversoirs d'orages ...etc), autrement dit voir pour chaque ouvrage si il en bon état ou non, obstrué ou non, fissuré ou non. A la fin du diagnostic, une liste de l'ensemble des ouvrages est établie avec observation sur l'état de chaque ouvrage.

3.2.3. Les étapes à suivre pour effectuer diagnostic superficiel des réseaux : [10]

-  **Contexte topographique et cartographique :** la topographie du site étudié ainsi que la configuration des réseaux existants ont une influence déterminante sur les conditions d'écoulement par temps sec ou par temps de pluie et les rejets dans le milieu récepteur.


Les moyens et supports utilisés pour cette phase sont :

- Les plans de recollement disponibles du réseau existant,

- Les relevés d'informations sur le réseau,
- Les levés topographiques supplémentaires,
- Les résultats d'inspection du réseau,
- Le découpage en zones et sous bassins versants,
- Les fichiers de gestion du réseau,
- Les outils de gestion (schéma de fonctionnement et autres).

Connaissance approfondie du réseau existant :

La connaissance du réseau est basé sur l'historique des différentes modifications sur ce dernier, dans l'espace et dans le temps (modifications, renforcements et extensions).

 **Contexte urbain et industriel de la zone d'étude :** les données de base sont à extraire des fichiers de l'époque de l'étude. Cela concerne la démographie, la répartition des zones en secteurs (résidentiel, habitas collectifs etc).

Après exploitation des fichiers, on doit s'intéresser et vérifier ce qui suit :

- Est-ce que les industries existantes possèdent leur propre système d'épuration avant le rejet vers le réseau collectif,
- Vérifier la conception du réseau des eaux usées par apport au réseau d'EP, s'il s'agit d'un système séparatif. Cela a fin de s'assurer qu'il n'ya pas d'interférence entre les deux réseaux.

3.2.4. Synthèse du pré diagnostic : [3]

L'exploitation des informations recueillis sur site d'assainissement dont les résultats seront :

- Connaissance de l'état physique des ouvrages annexes du réseau (avaloirs, regards, DO ... etc).
- Connaissance de la disposition de l'état du réseau et l'état physique des conduites.

- Un bilan sur la qualité des EU rejetées sur le réseau en exploitant les résultats de la station d'épuration (en particulier pour les réseaux qui reçoivent les eaux industriels).
- Connaissance de la qualité des eaux au niveau des points de rejets pour le cas d'un réseau séparatif (partie EP).

3.3 Aperçu général du réseau d'assainissement existant du site d'étude :

Actuellement le réseau d'assainissement s'étend sur une superficie supérieure à 60 Ha, le site d'étude est doté d'un réseau de type unitaire, Ce réseau qui rejette les eaux collectées vers l'oued, mais avec des regards bouchés et des tampons en béton. Ce réseau est composé de collecteurs de différents diamètres sur une longueur totale du réseau avoisinant 600 ml.

3.4 Etat du système d'assainissement existant (Regards) :

Le réseau d'assainissement renferme dans sa totalité 195 regards (tous les regards son en béton) de type circulaire et carrés. La profondeur varie de 1,4 et 3 m, L'espacement entre les regards et de 5 à 80 m selon l'emplacement. Après suivi le tracé des collecteurs et le périphérique, plusieurs constatations ont été faites, à savoir :

- Des regards dégradés avec le temps, à cause des constructions qui ont été réalisées sur ces derniers ou des décharges illicites,
- Des regards sont sous plusieurs couches de goudron ce qui rend l'intervention impossible,
- Plusieurs regards présentent des couronnes « tampons » non scellées ou absence totale de ces tampons, l'absence de ces tampons crée alors une entrée potentielle d'eaux parasites en temps de pluie, ainsi que des déchets solides. Il convient donc de remplacer rapidement ces tampons.



Figure 3.1 : Photos de quelques regards (Mars 2025)

3.5. Etat de l'oued traversant la localité de l'étude :

D'après le constat, on voit bien que l'oued est de largeur variable et de profondeur homogène. L'aménagement de ce oued est souhaitable vu que dans son lit, le charriage est énorme (transport solide).



Figure 3.2 : Forme et état de l'oued séparant les zones 1 et 2 (Mars 2025)

3.6 Résultats du diagnostic superficiel du réseau d'assainissement existant:

3.6.1 Etat physique des conduites:

La connaissance de l'état physique des conduites d'un réseau existant se fait souvent par trois manières à savoir :

- Visite sur site et constatation sur place ;
- Exploitation de l'historique des interventions effectuées par le service exploitant en particulier pendant les périodes de crues ;
- L'analyse des remarques signalées par les habitants.

Après des visites sur site et selon les informations recueillies auprès du service exploitant (ONA), les conduites du réseau existant sont dans un état physique acceptable.

3.6.2 Etat physique des bouches d'égout (Avaloirs):

Les avaloirs sont les premiers ouvrages annexes en contact avec les eaux de pluviales de ruissellement. C'est des ouvrages de collecte des eaux. L'état de ces avaloirs a un rôle déterminant sur le fonctionnement du réseau ; ils ont un rôle déterminant dans l'apparition des zones de stagnation des eaux.

Une partie de ces avaloirs nécessite un nettoyage seulement.

3.6.3 Etat physique des Regards:

Suite à des visites sur site et en tenant compte des informations données par l'organisme exploitant (ONA) et certains habitants. Nous avons établi un inventaire de l'état actuel des regards qui sont repartis en trois types : Regards en bon état, Regards obstrués et Regards dégradés. Des recommandations seront données dans le chapitre 6 pour la prise en charge de chaque cas.

A. Etat physique des Regards de la Zone 1:**Tableau 3.1 : Etat des Regards de la Zone 1**

N° du Regard	Etat du Regard	N° du Regard	Etat du Regard	N° du Regard	Etat du Regard
R1	En bon état	R35	En bon état	R70	En bon état
R2	En bon état	R 36	En bon état	R71	En bon état
R3	En bon état	R37	En bon état	R72	En bon état
R4	En bon état	R38	En bon état	R73	En bon état
R 5	Regard obstrué	R39	En bon état	R74	En bon état
R6	En bon état	R40	En bon état	R75	Regard obstrué
R7	En bon état	R41	En bon état	R76	En bon état
R8	En bon état	R42	En bon état	R77	En bon état
R9	En bon état	R43	En bon état	R78	En bon état
R10	En bon état	R44	En bon état	R79	En bon état
R11	En bon état	R45	En bon état	R80	En bon état
R12	En bon état	R46	En bon état	R81	En bon état
R13	En bon état	R47	En bon état	R82	En bon état
R14	Regard dégradé	R48	En bon état	R83	En bon état
R15	En bon état	R49	En bon état	R84	En bon état
R16	En bon état	R50	En bon état	R85	Regard dégradé
R17	En bon état	R51	Regard obstrué	R86	En bon état
R18	En bon état	R52	En bon état	R87	En bon état
R19	En bon état	R53	En bon état	R88	En bon état
R20	Regard obstrué	R54	En bon état	R89	En bon état
R21	En bon état	R55	En bon état	R90	En bon état
R22	En bon état	R56	En bon état	R91	En bon état
R23	En bon état	R57	En bon état	R92	En bon état
R24	En bon état	R58	En bon état	R93	En bon état
R25	En bon état	R59	En bon état	R94	En bon état
R26	Regard dégradé	R60	En bon état	R95	En bon état
R27	En bon état	R61	Regard dégradé	R96	En bon état
R28	En bon état	R62	En bon état	R97	Regard dégradé
R29	En bon état	R63	En bon état	R98	En bon état
R29	En bon état	R64	En bon état	R99	En bon état
R30	En bon état	R65	En bon état	R100	En bon état
R31	En bon état	R66	En bon état	R101	En bon état
R32	En bon état	R67	En bon état		
R33	En bon état	R68	En bon état		
R34	Regard obstrué	R69	En bon état		

B. Etat physique des Regards de la Zone 2:

Type de réseau	N° du Regard	Etat du Regard
Réseau séparatif des eaux pluviales	R1p	En bon état
	R2p	Regard obstrué
	R3p	En bon état
	R4p	En bon état
	R5p	En bon état
	R6p	Regard dégradé
	R7p	En bon état
	R8p	En bon état
Réseau séparatif des eaux usées	R1u	A Projeter
	R2u	A Projeter
	R3u	A Projeter
	R4u	A Projeter
	R5u	A Projeter
	R6u	A Projeter
	R7u	A Projeter
	R8u	A Projeter

Tableau 3.2 : Etat des Regards de la Zone 2**3.7 Conclusion:**

Selon les résultats du diagnostic superficiel, un travail de réhabilitation de certains ouvrages annexes est nécessaire sur le terrain après l'élaboration d'un devis quantitatif et estimatif qui va prendre en compte les résultats du diagnostic approfondie.

Chapitre 4

Estimation des débits des eaux usées

Chapitre 4 : Estimation des débits des eaux usées

4.1 Introduction :

Les eaux usées sont des eaux dont les caractéristiques ont été modifiées suite à diverses activités humaines, qu'elles soient domestiques, industrielles ou liées au ruissellement. Les réseaux d'assainissement urbains doivent répondre à deux objectifs principaux :

- Assurer l'évacuation efficace des eaux pluviales pour prévenir les inondations dans les zones urbanisées et éviter l'accumulation d'eaux dans les points bas de la ville.
- Collecter toutes les eaux usées (domestiques, industrielles, etc.) et les acheminer rapidement vers les stations d'épuration pour limiter leur impact environnemental.

4.2 L'objectif de l'estimation des débits d'eaux usées : [4]

L'objectif principal de l'évaluation des flux d'eaux usées est de connaître la quantité et la qualité des rejets à traiter (liquides des habitations), car les eaux usées sont constituées d'effluents pollués et nocifs qui peuvent être source de plusieurs maladies de transmission de l'eau (fièvre, typhoïde, dysenterie, etc.), ces eaux doivent donc être évacuées au-delà des limites de l'agglomération. D'où l'utilité de l'évaluation des quantités à traiter.

4.3 Les différents types d'eaux usées : [3]

A. Eaux usées domestiques :

Il s'agit des eaux usées rejetées par les zones résidentielles (cuisines, buanderies et toilettes). Le débit dépend fortement des habitudes de la population.

B. Eau des établissements publics :

Il s'agit de l'eau rejetée par divers établissements publics (écoles, hôpitaux, casernes, etc.)

C. Eaux industrielles :

Y compris les eaux de refroidissement. Les quantités et les qualités varient selon le type d'industrie. Leur raccordement au réseau urbain est soumis à autorisation. Dans certains cas, un prétraitement est nécessaire.

D. Eaux de ruissellement :

Il s'agit souvent d'eau provenant du nettoyage des routes et de divers espaces publics ou privés.

E. Eau parasitaire :

Infiltration et connexions clandestines.

4.4 Evaluation des débits de pointe (Q_p) des eaux usées :**4.4.1 Eaux usées domestiques :**

Ils proviennent des diverses utilisations domestiques de l'eau. Ils sont essentiellement porteurs de pollution organique. Ils sont distribués dans l'eau domestique qui provient des salles de bains et des cuisines, ils sont généralement chargés de détergents, de graisses, de solvants et de débris organiques. Il y a aussi des rejets des toilettes, chargés de diverses matières organiques azotées et de germes fécaux. La pollution journalière produite par une personne utilisant 150 à 200 litres d'eau est évaluée pour :

- 70 à 90 grammes de solides en suspension.
- 60 à 70 grammes de matière organique.
- 15 à 17 grammes de matière azotée.
- 4 grammes de phosphore.
- plusieurs milliards de germes par 100 ml.

4.4.2 Eaux usées des établissements publics :

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,

Pour déterminer le débit rejeté par les établissements publics, on utilise généralement la notion d'équivalent à habitant (e.q.h).

4.5 Estimation des débits d'eaux usées :

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

L'évacuation quantitative des rejets est fonction du type de la l'agglomération ainsi que le mode d'occupation du sol, plus l'agglomération est urbanisé, plus la proportion d'eau rejeté est élevé.

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

4.5.1 Evaluation de la population à l'horizon 2050 : [3]

Chaque étude se fait à long terme de 20 à 30 ans pour prévoir toute extension prévisible de la région et pour satisfaire les besoins, dans ce cas nous allons étudier l'évolution de la population à l'horizon 2050 qui est donné par la relation suivante :

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

Avec :

P_t : population à l'horizon de calcul

P_0 : Population de référence (au dernier recensement)

T : taux de croissance de la population considérée

n : L'écart d'années entre les deux horizons

$$P_t = 7538 (1 + 0,025)^{25} = 13975 \text{ habitants}$$

Tableau 4.1 : Estimation de la population

Année	Nombre d'habitants	Taux d'accroissement
2022	7000	2,5 %
2025	7538	2,5 %
2050	13975	2,5 %

4.5.2 Estimation des débits d'eaux usées domestiques :

4.5.2.1 Débit moyen journalier : [3]

Le débit moyen rejeté est calculé par la relation suivante :

$$Q_{\text{moyj}} = (1 - \text{Pertes}) * Q_c$$

Avec :

Les pertes = 20 à 30 % du débit consommé.

Q_c : débit de consommation donné souvent en (l/hab./j).

$$Q_c = D * N / 86400$$

Avec :

D : Dotation journalière en eau potable.

N : Nombre d'habitants total.

Pour notre projet et comme notre agglomération est moyenne, les besoins seront estimés sur la base d'une dotation de 150 l/j/hab.

4.5.2.2 Débit de pointe : [3]

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 :

$$Q_p = K_p * Q_{\text{moyj}}$$

Avec :

Q_{moyj} : débit moyen journalier en l/s

Q_p : débit de pointe (l/s)

K_p : coefficient de pointe

Avec :

$$K_p = a + \frac{b}{\sqrt{Q_m}}$$

Les valeurs « a » et « b » sont prises égaux : $a = 1,5$, $b = 2,5$

Donc :

$$p = 1,5 + \frac{2,5}{\sqrt{Q_{moyj}}} \quad \text{avec } Q_{moyj} \text{ en (l/s)}$$

Remarque : si $K_p > 4$, on prend : $K_p = 4$.

○ Valeurs type du coefficient de ruissellement C : **[5]**

➤ Selon les types d'habitat :

- Centre ville $C = 0.7$ à 0.9
- Pavillons groupés : $C = 0.6$ à 0.75
- Pavillon Isolés : $C = 0.3$

➤ Selon les types de surfaces :

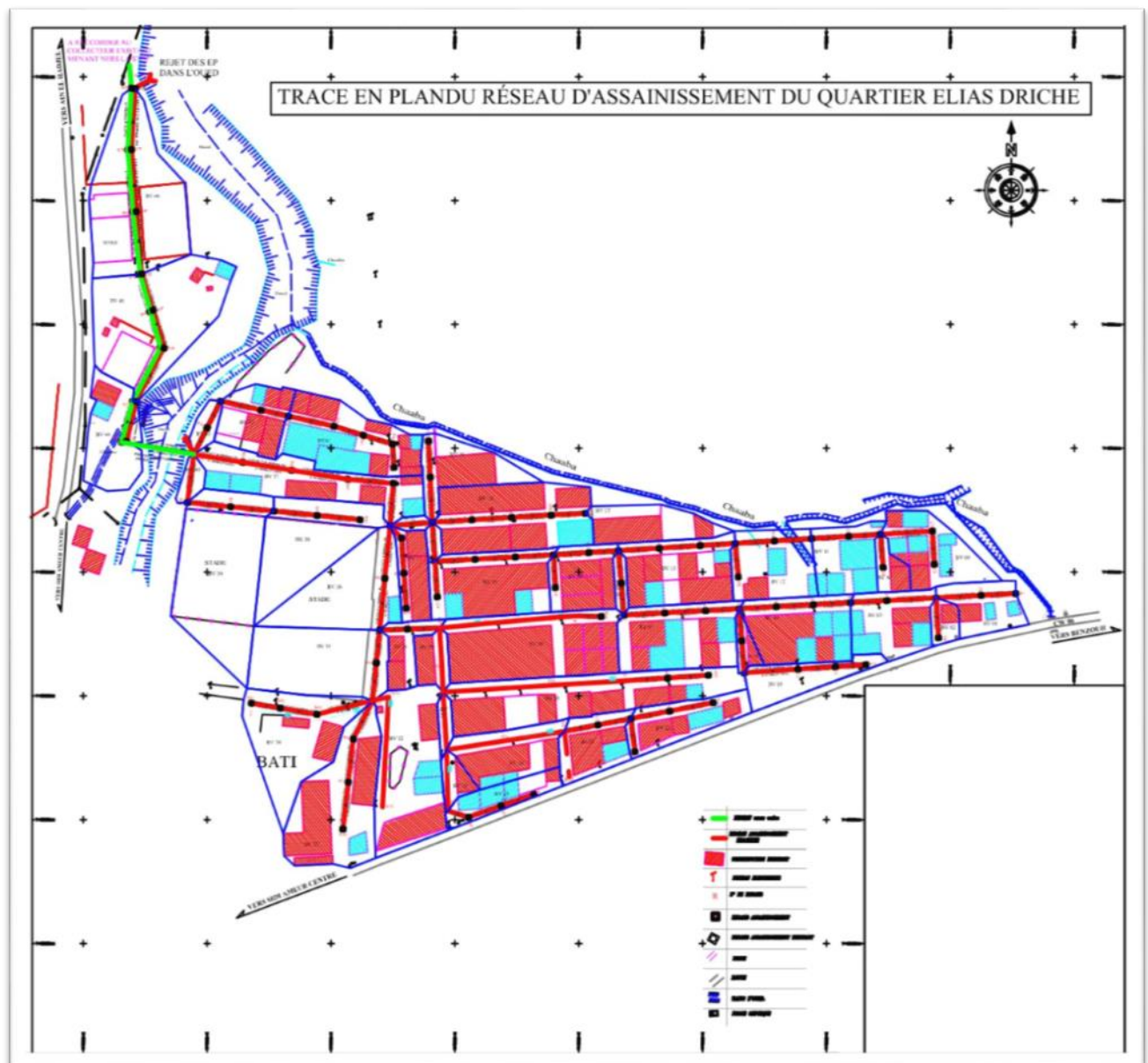
- Toitures, rues : $C = 0.9$
- Pavages et trottoir : $C = 0.6$
- Terrain en terre ou gravier : $C = 0.2$
- Jardins : $C = 0.1$

- Sous Bassins Versants de la zone d'étude :

Notre projet est découpé en 02 zones (voir Tableau 4.2)

Tableau 4.2 : Découpage de la zone d'étude

Zone	Surface	Nombre de sous bassins versants
Zone 01	14.616	43
Zone 02	2.04	3



Figur 4.1 : Carte d'occupation de sol et de délimitation des sous-bassins versants

A. Calcul du nombre d'habitants pour chaque sous bassin :

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

- On estime le coefficient de ruissellement de chaque sous bassin,
- On calcul le coefficient le coefficient de ruissellement pondéré total,
- On calcul la densité partielle de chaque sous bassin,
- On déduit le nombre d'habitants dans chaque sous bassin. μ

B. Calcul de la densité :

La densité de population relative à chaque secteur correspondant à l'horizon de calcul **2025** est déterminée en appliquant la formule suivante :

$$D = N / S$$

Avec :

N : Nombre d'habitants à l'horizon d'étude (2025), $N = 7538$

S : Surface du secteur considéré, $S = 16.656$ ha

$$D = 453 \text{ hab / ha}$$

Pour le calcul de la densité partielle de chaque sous bassin pour l'horizon considéré, on peut utiliser la formule suivante :

$$D_i = C_i * P_t / C_{tp} * A_t$$

Avec :

D_i : densité partielle (hab / ha).

C_i : Coefficient de ruissellement partiel.

P_t : nombre d'habitants à l'horizon considéré.

C_{tp} : coefficient de ruissellement total pondéré égal à :

$$C_{tp} = \frac{\sum C_i * A_i}{\sum A_i}$$

Avec :

A_i : surface totale de l'agglomération en ha

Donc, on procède par la suite au calcul du nombre d'habitants à chaque sous bassin par la relation suivante :

$$P_i = D_i * A_i$$

Remarque : Les résultats de calculs pour l'estimation de la population des sous bassins de chaque zone ainsi que les débits de pointe à **l'état actuel** et à **l'horizon 2050** , sont représentés dans les tableaux suivants :

4.6 L'état actuel :

Tableau 4.3 : Estimation du nombre d'habitants de chaque sous bassin (Zone 1)

N° de sous bassin	A (ha)	Cr	D (hab/ha)	P (nombre d'habitants)
1	0.23	0.75	522	120
2	0.36	0.75	522	39
3	0.075	0.75	487	161
4	0.33	0.7	557	245
5	0.089	0.75	418	100
6	0.28	0.7	418	25
7	0.24	0.6	487	244
8	0.06	0.6	418	20
9	0.44	0.8	522	188
10	0.37	0.65	522	46
11	0.29	0.7	487	136
12	0.26	0.7	453	167
13	0.19	0.7	487	219
14	0.079	0.65	522	146
15	0.33	0.7	487	244
16	0.77	0.7	418	14
17	0.5	0.7	453	122
18	0.72	0.7	487	317
19	0.45	0.7	487	141
20	0.048	0.6	418	12

21	0.28	0.75	487	88
22	0.5	0.7	487	141
23	0.27	0.65	487	127
24	0.65	0.7	487	161
25	0.29	0.7	487	93
26	0.05	0.6	453	36
27	0.66	0.55	418	21
28	0.033	0.6	487	375
29	0.67	0.6	453	50
30	0.58	0.7	487	351
31	0.15	0.6	418	63
32	0.59	0.5	383	253
33	0.18	0.7	418	280
34	0.54	0.5	487	283
35	0.57	0.5	348	205
36	0.87	0.5	348	188
37	0.029	0.6	453	249
38	0.55	0.65	348	198
39	0.53	0.75	348	303
40	0.11	0.65	418	24
41	0.28	0.75	522	277
42	0.066	0.6	522	146
43	0.057	0.6	418	28

Tableau 4.4 : Estimation du nombre d'habitants de chaque sous bassin (Zone 2)

N° de sous bassin	A (ha)	Cr	D (hab/ha)	P (nombre d'habitants)
44	0.36	0.6	0.5	348
45	0.84	0.6	0.5	348
46	0.84	0.7	0.52	362

Tableau 4.5 : Evaluation des débits de pointe d'eaux usées domestique (Zone 1)

N° SB	P (nombre d'habitants)	Q _c (l/s)	Q _{moyj} (l/s)	K _p	Q _p (l/s)	Q _{p total} (l/s)
1	120	0.21	0.17	4	0.67	36.92
2	39	0.07	0.05	4	0.22	
3	161	0.28	0.22	4	0.89	
4	245	0.43	0.34	4	1.36	
5	100	0.17	0.14	4	0.56	
6	25	0.04	0.03	4	0.14	
7	244	0.42	0.34	4	1.35	
8	20	0.03	0.03	4	0.11	
9	188	0.33	0.26	4	1.04	
10	46	0.08	0.06	4	0.26	
11	136	0.24	0.19	4	0.76	
12	167	0.29	0.23	4	0.93	
13	219	0.38	0.30	4	1.22	
14	146	0.25	0.20	4	0.81	
15	244	0.42	0.34	4	1.35	
16	14	0.02	0.02	4	0.08	
17	122	0.21	0.17	4	0.68	
18	317	0.55	0.44	4	1.76	
19	141	0.25	0.20	4	0.79	
20	12	0.02	0.02	4	0.07	
21	88	0.15	0.12	4	0.49	
22	141	0.25	0.20	4	0.79	
23	127	0.22	0.18	4	0.70	
24	161	0.28	0.22	4	0.89	
25	93	0.16	0.13	4	0.51	
26	36	0.06	0.05	4	0.20	
27	21	0.04	0.03	4	0.12	
28	375	0.65	0.52	4	2.08	
29	50	0.09	0.07	4	0.28	
30	351	0.61	0.49	4	1.95	
31	63	0.11	0.09	4	0.35	
32	253	0.44	0.35	4	1.40	
33	280	0.49	0.39	4	1.55	
34	283	0.49	0.39	4	1.57	
35	205	0.36	0.29	4	1.14	
36	188	0.33	0.26	4	1.04	
37	249	0.43	0.35	4	1.38	
38	198	0.34	0.28	4	1.10	
39	303	0.53	0.42	4	1.68	
40	24	0.04	0.03	4	0.13	
41	277	0.48	0.38	4	1.54	
42	146	0.25	0.20	4	0.81	
43	28	0.05	0.04	4	0.15	

Tableau 4.6 : Evaluation des débits de pointe d'eaux usées domestique (Zone 2)

N° de SB	P (nombre d'habitants)	Q _c (l/s)	Q _{moyj} (l/s)	K _p	Q _p (l/s)	Q _p total (l/s)
44	125	0.22	0.17	4	0.70	4.01
45	292	0.51	0.41	4	1.62	
46	304	0.53	0.42	4	1.69	

4.7 L'état futur :**Tableau 4.7 :** Estimation du nombre d'habitants de chaque sous bassin (Zone 1)

N° de SBV	A (ha)	Cr	D (hab/ha)	P (nombre d'habitants)
1	0.23	0.75	968	223
2	0.075	0.75	968	73
3	0.33	0.7	904	298
4	0.44	0.8	1033	454
5	0.24	0.6	774	186
6	0.06	0.6	774	46
7	0.5	0.7	904	452
8	0.048	0.6	774	37
9	0.36	0.75	968	349
10	0.089	0.75	968	86
11	0.28	0.7	904	253
12	0.37	0.65	839	310
13	0.45	0.7	904	407
14	0.28	0.75	968	271
15	0.5	0.7	904	452
16	0.033	0.6	774	26
17	0.27	0.65	839	227
18	0.65	0.7	904	587
19	0.29	0.7	904	262
20	0.029	0.6	774	22
21	0.18	0.7	904	163
22	0.29	0.7	904	262
23	0.26	0.7	904	235
24	0.33	0.7	904	298
25	0.19	0.7	904	172
26	0.079	0.65	839	66
27	0.05	0.6	774	39
28	0.77	0.7	904	696
29	0.11	0.65	839	92

30	0.72	0.7	904	651
31	0.15	0.6	774	116
32	0.66	0.55	710	469
33	0.67	0.6	774	519
34	0.58	0.7	904	524
35	0.59	0.5	645	381
36	0.54	0.5	645	349
37	0.55	0.65	839	461
38	0.57	0.5	645	368
39	0.87	0.5	645	562
40	0.057	0.6	774	44
41	0.53	0.75	968	513
42	0.28	0.75	968	271
43	0.066	0.6	774	51

Tableau 5.8 : Estimation du nombre d'habitants de chaque sous bassin (Zone 2)

N° de SBV	A (ha)	Cr	D (hab/ha)	P (nombre d'habitants)
44	0.36	0.5	645	232
45	0.84	0.5	645	542
46	0.84	0.52	671	564

Tableau 5.9 : Evaluation des débits de pointe d'eaux usées domestique (Zone 1)

N° de SB	P (nombre d'habitants)	Q _c (l/s)	Q _{moyj} (l/s)	K _p	Q _p (l/s)	Q _{p total} (l/s)
1	223	0.39	0.31	4	1.24	68.45
2	73	0.13	0.10	4	0.40	
3	298	0.52	0.41	4	1.66	
4	454	0.79	0.63	4	2.52	
5	186	0.32	0.26	4	1.03	
6	46	0.08	0.06	4	0.26	
7	452	0.78	0.63	4	2.51	
8	37	0.06	0.05	4	0.21	
9	349	0.61	0.48	4	1.94	
10	86	0.15	0.12	4	0.48	
11	253	0.44	0.35	4	1.41	
12	310	0.54	0.43	4	1.72	
13	407	0.71	0.56	4	2.26	
14	271	0.47	0.38	4	1.51	
15	452	0.78	0.63	4	2.51	
16	26	0.04	0.04	4	0.14	
17	227	0.39	0.31	4	1.26	
18	587	1.02	0.82	4	3.26	
19	262	0.45	0.36	4	1.46	
20	22	0.04	0.03	4	0.12	
21	163	0.28	0.23	4	0.90	
22	262	0.45	0.36	4	1.46	
23	235	0.41	0.33	4	1.31	
24	298	0.52	0.41	4	1.66	
25	172	0.30	0.24	4	0.95	
26	66	0.12	0.09	4	0.37	
27	39	0.07	0.05	4	0.22	
28	696	1.21	0.97	4	3.87	
29	92	0.16	0.13	4	0.51	
30	651	1.13	0.90	4	3.61	
31	116	0.20	0.16	4	0.65	
32	469	0.81	0.65	4	2.60	
33	519	0.90	0.72	4	2.88	
34	524	0.91	0.73	4	2.91	
35	381	0.66	0.53	4	2.12	
36	349	0.61	0.48	4	1.94	
37	461	0.80	0.64	4	2.56	
38	368	0.64	0.51	4	2.04	
39	562	0.97	0.78	4	3.12	
40	44	0.08	0.06	4	0.25	
41	513	0.89	0.71	4	2.85	
42	271	0.47	0.38	4	1.51	
43	51	0.09	0.07	4	0.28	

Tableau 5.10 : Evaluation des débits de pointe d'eaux usées domestique (Zone 2)

N° de SB	P (nombre d'habitants)	Q _c (l/s)	Q _{moyj} (l/s)	K _p	Q _p (l/s)	Q _{p total} (l/s)
44	232	0.40	0.32	4	1.29	7.44
45	542	0.94	0.75	4	3.01	
46	564	0.98	0.78	4	3.13	

4.8 Conclusion :

Les calculs réalisés pour estimer les débits des eaux usées ont montré que la zone étudiée ne comprend pas d'unités industrielles importantes. Par conséquent, les débits d'origine industrielle n'ont pas été pris en compte. Les eaux usées d'origine publique ont quant à elles été intégrées dans les volumes des eaux domestiques, étant donné la nature des usages et la répartition des équipements dans le site étudié.

Chapitre 5

Diagnostic approfondi du réseau d'assainissement existant

Chapitre 5 : Diagnostic approfondi du réseau d'assainissement existant

5.1 Introduction :

Le diagnostic du réseau d'assainissement se déroule généralement en deux étapes principales : le diagnostic superficiel (ou pré-diagnostic), suivi d'un diagnostic approfondi. Ce dernier vise à vérifier le fonctionnement hydraulique du réseau, c'est-à-dire sa capacité à assurer l'écoulement des eaux usées et pluviales. Pour ce faire, on procède à des calculs de débits pluviaux en s'appuyant sur des méthodes hydrauliques reconnues, notamment :

- La méthode rationnelle
- La méthode de Caquot

5.2 Objectif du diagnostic approfondi : [3]

Le diagnostic approfondi consiste à faire une vérification du fonctionnement hydraulique du réseau existant en vérifiant la capacité du réseau en matière de dimensionnement.

5.3 Les étapes à suivre pour effectuer diagnostic approfondi du réseau d'assainissement : [3]

Il s'agit de la deuxième phase du diagnostic qui consiste à vérifier le fonctionnement du réseau existant (diamètre, longueur, pente ...) en tenant compte des résultats obtenus en phase 1 (diagnostic superficiel).

Cette phase sera élaborée selon les étapes suivantes :

- des plans d'assainissement et profils en long d'assainissement existants,
- Insérer les résultats du pré diagnostic sur les plans d'assainissement,
- Préparer les fichiers de données concernant l'occupation du sol de la zone d'étude (nombre d'habitants),
- Délimitation des sous BV en fonction de la conception du réseau existant,
- Préparer les données concernant les BV sous forme d'un fichier (surface, pente, longueur),

- Choisir une méthode de dimensionnement en tenant compte du type de système d'assainissement existant (unitaire, séparatif, mixte),
- Préparer les résultats de redimensionnement sous forme d'un fichier,
- Interpréter les résultats de calcul en les comparant aux dimensions existants,
- Préparer les résultats de cette phase sous forme de tableaux avec des observations,
- Représenter un nouveau plan d'assainissement,
- Finaliser l'étude par un devis quantitatif et estimatif.

Légende

	Observations et recommandations
—————	Bien dimensionné : $D_{\text{existant}} = D_{\text{calculé}}$
—————	Sur dimensionné : $D_{\text{existant}} > D_{\text{calculé}}$
—————	Sou dimensionné : $D_{\text{existant}} < D_{\text{calculé}}$
□	Regard existant à maintenir
□	Regard existant dégradé à réparer
■	Regard nouveau à projeter

5.4 Méthodes et formules utilisées pour l'estimation des débits des pluviales:

5.4.1 Intensité de pluie dans un bassin versant : [5]

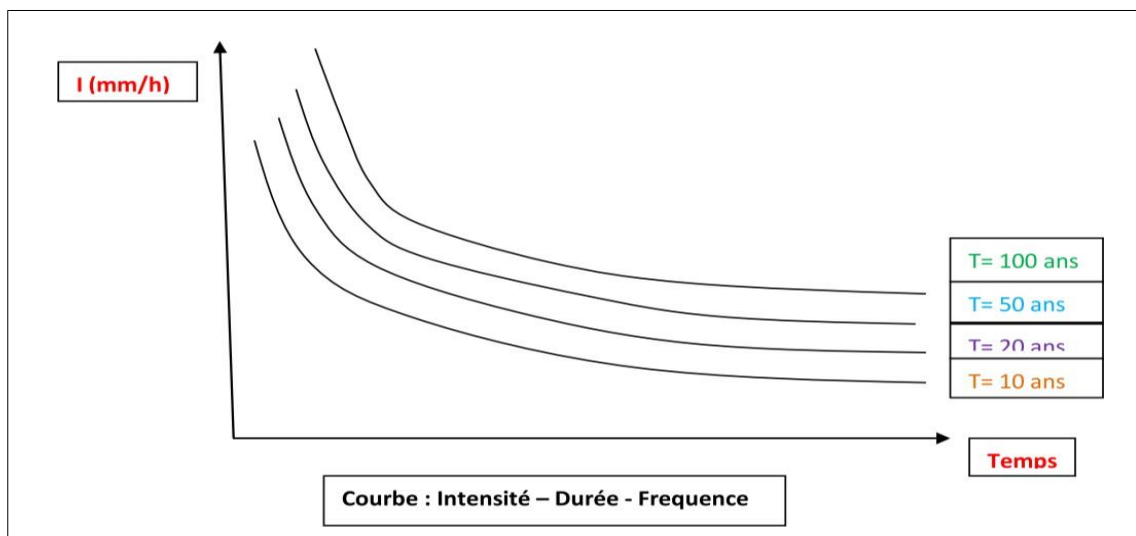


Figure 5.1 : Courbes IDF (Intensité – Durée – Fréquence)

L'intensité de pluie utilisée pour les bassins versants est tirée de la courbe IDF (Intensité – Durée – Fréquence) correspondant à une période de retour considérée.

5.4.2 Méthodes de calcul utilisées :

Deux principales méthodes utilisées pour estimer les débits des eaux pluviales lors d'une étude d'assainissement urbain à savoir :

- Méthode rationnelle
- Méthode superficielle (CAQUOT).

Notre choix est fait sur la méthode Rationnelle

❖ Méthode Rationnelle : [5]

La formule générale s'écrit :

$$Q_p(T) = C \cdot i \cdot A$$

Avec :

Q_p : débit de pointe,

C : coefficient de ruissellement,

i : intensité de pluie,

A : surface du BV,

T : période de retour.

Afin de prendre en compte l'homogénéisation des unités, cette Formule rationnelle s'écrit sous deux formes :

$$Q_p(T) = 0.167 \cdot C \cdot i \cdot A$$

Avec :

Q_p en (m³/s),

I en (mm/min),

A en (ha).

$$Q_p(T) = \frac{1}{360} \cdot C \cdot i \cdot A$$

Avec :

Q_p en (m³/s)

i en (mm/h)

A en (ha)

Pour la période de $T = 10$ ans, l'intensité de pluie (i) utilisée dans les formule Rationnelle précédente s'écrit

$$i(T) = a(T) \cdot tc^b \quad \text{Pour}$$

$T = 10$ Ans , au nord algérien : $a = 4$, $b = -0.5$

La formule simplifiée de Rationnelle pour une zone urbaine au nord algérien

s'écrit :

$$Q_p = 0.167 \cdot C \cdot 4 \cdot tc^{-0.5} \cdot A \quad \text{Pour } T = 10 \text{ ans}$$

Avec :

Q_p : débit de pointe en (m³/s)

tc : temps de concentration en (min)

A : surface du BV en (ha)

Le temps de concentration est calculé par la formule de KIRPICH qui s'écrit :

$$tc = 0.0195 \cdot L^{0.77} \cdot I^{-0.385}$$

Avec :

L : longueur du BV en (m)

tc : temps de concentration en (min)

I : Pente moyenne du BV en (m/m)

Assemblage des bassins versants en série : [5]

Pour des BV en série, la formule Rationnelle s'écrit :

$$Q_p = 0.167 \cdot C_{eq} \cdot 4 \cdot tc_{eq}^{-0.5} \cdot A_{eq} \quad \text{pour } T = 10 \text{ ans}$$

Avec :

$$A_{eq} = \sum A_i$$

$$C_{eq} = \frac{\sum C \cdot A_i}{\sum A_i}$$

$$t_{c_{eq}} = t_{c1} + t_{c2}$$

Assemblage des bassins versants en parallèles : [5]

Pour des BV en parallèles, la formule Rationnelle s'écrit :

$$Qp = 0.167 \cdot C_{eq} \cdot 4 \cdot t_{c_{eq}}^{-0.5} \cdot A_{eq} \quad \text{pour } T = 10 \text{ ans}$$

Avec :

$$A_{eq} = \sum A_i$$

$$C_{eq} = \frac{\sum C \cdot A_i}{\sum A_i}$$

$$t_{c_{eq}} = \text{Max} (t_{c1} + t_{c2})$$

5.5 Méthodes et formules de dimensionnement d'un réseau d'assainissement des eaux pluviales ou unitaire : [5]

Le dimensionnement du réseau se fait principalement par deux méthodes à savoir :

- Méthode Rationnelle
- Méthode de Caquot
- Méthode de Manning Strickler

5.5.1 La méthode Rationnelle : [5]

Le dimensionnement des conduites par cette méthode nécessite de connaître le débit de pointe à l'entrée du réseau ainsi que la proposition des paramètres de pose (pente, type de conduites,...).

La formule de calcul du diamètre sera utilisée par la suite avec les différentes vérifications nécessaires selon les étapes suivantes :

$$D = \left(\frac{n}{0,03117} \cdot \frac{Q_p}{\sqrt{I}} \right)^{3/8}$$

Avec :

D : diamètre (m)

Q_p : débit de pointe (m³/s)

I : Pente moyenne (%)

n : coefficient de Manning (en relation avec la rugosité)

- n = 0.012 pour tuyaux en ciment lisses
- n = 0.013 pour tuyaux en béton ordinaire
- n = 0.014 pour canaux en béton
- n = 0.025 pour tôle ondulé
- n = 0.030 pour canaux en terre
- n = 0.040 pour canaux rugueux avec pierres
- n = 0.035 pour fossés avec lits en pierre.

- Fixer le diamètre commercial avec $\emptyset \geq D$ (normalisé),
- Calculer les caractéristiques à pleine section,

$$Q_{ps} = \frac{0,03117}{n} \cdot \emptyset^3 \cdot \sqrt{I}$$

$$V_{ps} = \frac{4 \cdot Q_{ps}}{\pi \cdot \emptyset^2}$$

$$r_q = \frac{Q_p}{Q_{ps}}$$

- Lire sur les monogrammes (abaques) les valeurs de rV et rH

Exemple : rQ = 0.35 donne r : rh = 0.4 et

$$r_v = 0.92$$

- Evaluer la vitesse effective (V) ainsi que la hauteur de remplissage (H) dans la conduite,

$$V = rV \cdot V_{ps}$$

$$H = rH \cdot \emptyset$$

- Verifier avec les compatibilités avec les normes fixées et apporter les modifications nécessaires jusqu'à avoir les résultats satisfaisants.

$$V \leq V_{max}$$

- Calcul du temps de concentration aval du tronçon dimensionné à fin de passer au suivant :

$$t_{caval} = t_{camant} + t_{conduite}$$

Avec : t (min), L (m), V (m/min)

t_{camant}: le temps mis par l'eau ruisselant des toits et les différentes aires pour atteindre la bouche d'égout la plus proche, en générale en prend :

$$t_c = 0.0195 \cdot L^{0.77} \cdot I^{-0.385}$$

t_{conduite} : le temps mis par l'eau pour s'écouler depuis la bouche la plus éloignée

$$t_{c \text{ conduite}} = \frac{L}{V \cdot 60}$$

Avec :

L : longueur de la conduite (m)

V : vitesse d'écoulement

5.5.2 La méthode de Caquot : [5]

Le dimensionnement des conduites par cette méthode nécessite de connaître le débit de pointe à l'entrée du réseau ainsi que la proposition des paramètres de pose (pente).

La démarche de cette formule consiste à utiliser seulement l'abaque spécifique à cette méthode en précisant notre débit et la pente de pose choisie, on tire de l'abaque le diamètre correspondant. Le même principe est utilisé pour le reste des tronçons.

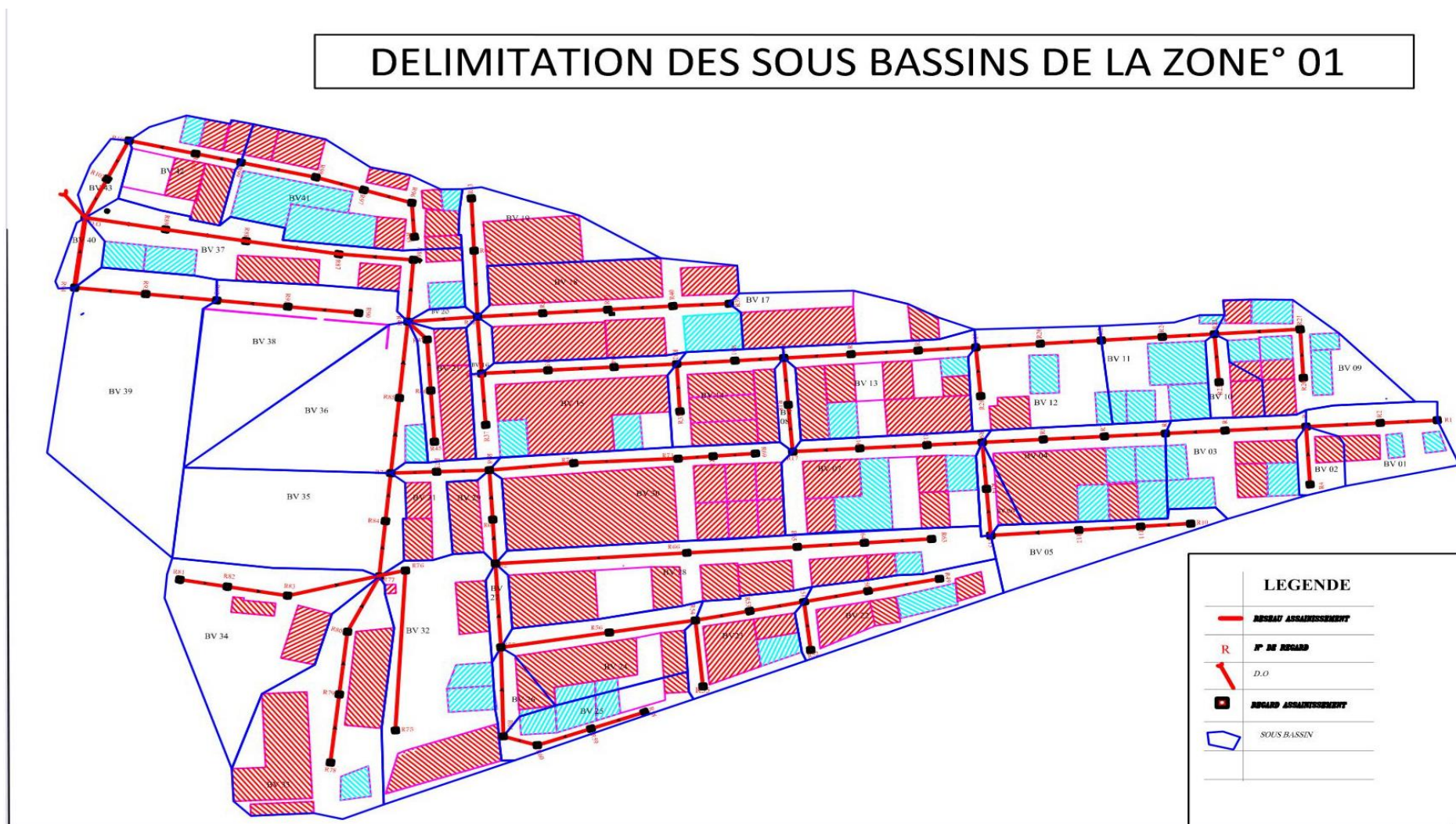


Figure 5.2 : Délimitation des BV de la zone N°01

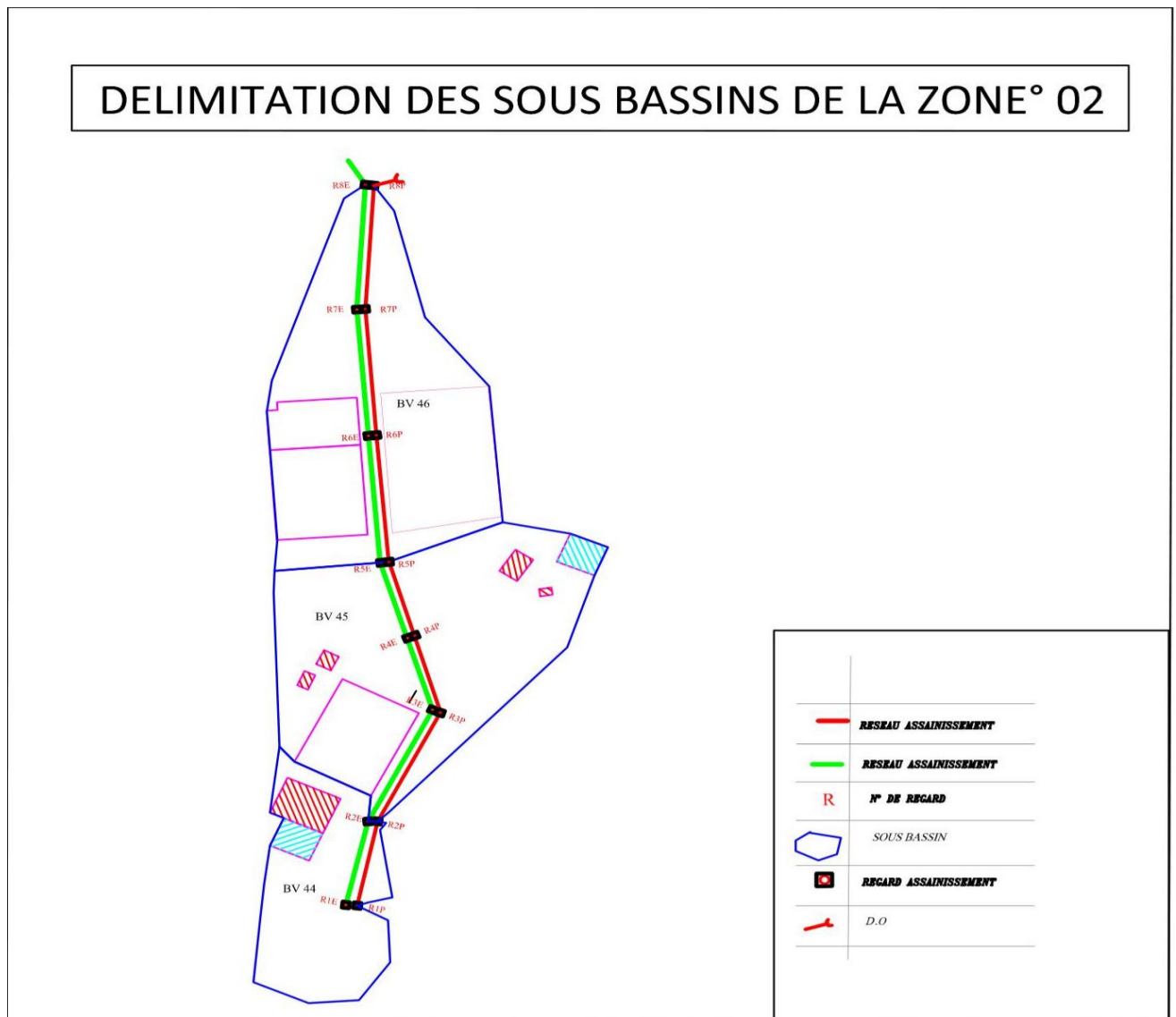


Figure 5.3 : Délimitation des BV de la zone N°02

Remarque : vue de la disponibilité de toutes les données, nous allons utiliser la méthode rationnelle comme une méthode de dimensionnement pour les eaux pluviales et la vérification du fonctionnement hydraulique, les résultats de calculs sont représentés dans les tableaux suivants :

Tableau 5.1 : Evaluation des débits du réseau unitaire avec dimensionnement des conduites (zone1)

Tronçon	N° de SB	Lc (m)	I (%)	Aeq (ha)	Ceq	Tceq (min)	Qp (m³/s)	Qpeu (l/s)	D (mm)	Dn (mm)	Qps (m³/s)	Vps (m/s)	rq	rh	rv	V (m/s)	H (m)	Tc aval
R1-R3	1	64.4	0.027	0.23	0.75	1.94	0.083	0.67		300								1.94
R4-R3	2	37.7	0.085	0.075	0.75	0.82	0.041	0.22		300								0.82
R3-R6	3	69.2	0.029	0.635	0.72	1.99	0.219	0.89	0.334	400	0.35	2.82	0.62	0.56	1.05	2.96	0.22	2.33
R6-R9	4	90	0.03	1.075	0.71	2.40	0.334	1.36	0.389	400	0.36	2.87	0.93	0.75	1.14	3.27	0.30	2.79
R10-R13	5	116	0.039	0.24	0.6	2.64	0.059	0.56		300								2.64
R13-R9	6	52	0.037	0.3	0.6	1.45	0.074	0.14	0.212	300	0.19	2.63	0.40	0.42	0.94	2.47	0.13	2.99
R9-R17	7	140.7	0.023	1.875	0.69	3.76	0.500	1.35	0.475	500	0.57	2.92	0.87	0.72	1.13	3.30	0.36	3.76
R17-R19	8	52.3	0.029	1.923	0.69	1.60	0.457	0.11	0.440	500	0.64	3.28	0.71	0.62	1.08	3.54	0.31	4.01
R20-R22	9	87.2	0.051	0.36	0.75	1.91	0.130	1.04		300								1.91
R23-R22	10	46.8	0.065	0.089	0.75	1.08	0.043	0.26		300								1.08
R22-R25	11	55.7	0.035	0.729	0.73	1.57	0.257	0.76	0.342	400	0.390	3.10	0.66	0.69	1.06	3.29	0.28	2.19
R25-R27	12	108.4	0.038	1.099	0.69	2.53	0.342	0.93	0.375	400	0.406	3.23	0.84	0.69	1.14	3.68	0.28	2.53
R27-R19	13	94.4	0.011	1.549	0.7	3.67	0.455	1.22	0.527	600	0.644	2.28	0.71	0.62	1.08	2.46	0.37	3.67
R19-R32	14	98.7	0.026	3.752	0.7	2.73	0.876	0.81	0.573	600	0.990	3.50	0.88	0.72	1.12	3.92	0.43	4.23
R32-R36	15	143	0.029	4.252	0.7	3.48	0.967	1.35	0.583	600	1.046	3.70	0.92	0.74	1.14	4.22	0.44	4.61
R36-R38	16	31.7	0.0101	4.285	0.7	1.64	0.933	0.08	0.701	800	1.329	2.64	0.70	0.61	1.07	2.83	0.49	4.80
--R39	17	121.3	0.04	0.27	0.65	2.71	0.071	0.68										2.71
R39-R38	18	123.8	0.027	0.92	0.69	3.20	0.258	1.76	0.360	400	0.342	2.72	0.75	0.64	1.1	3.00	0.26	3.40
R43-R38	19	70.8	0.041	0.29	0.7	1.77	0.102	0.79		300								1.77
R38-R48	20	34.3	0.016	5.524	0.7	1.46	1.179	0.07	0.702	800	1.673	3.33	0.70	0.61	1.07	3.56	0.49	4.96
R45-R48	21	81.6	0.015	0.18	0.65	2.91	0.046	0.49		300								2.91
R49-R51	22	124.4	0.031	0.29	0.75	3.05	0.083	0.79		300								3.05

R51-R54	23	96.4	0.033	0.55	0.75	2.44	0.158	0.70	0.288	300	0.176	2.49	0.90	0.73	1.13	2.81	0.22	3.37
R54-R57	24	96.6	0.033	0.88	0.71	2.45	0.227	0.89	0.330	400	0.378	3.01	0.60	0.56	1.05	3.16	0.22	3.88
R58-R61	25	97.7	0.021	0.19	7	2.94	0.518	0.51		300								2.94
R61-R57	26	48.7	0.039	0.269	0.69	1.35	0.072	0.20	0.208	300	0.191	2.70	0.38	0.4	0.91	2.46	0.12	3.27
R57-R62	27	46.7	0.029	1.199	0.69	1.47	0.281	0.12	0.366	400	0.355	2.82	0.79	0.66	1.1	3.10	0.26	4.13
R63-R62	28	239.3	0.0204	0.77	0.7	5.92	0.148	2.08		300								5.92
R62-R68	29	52	0.03	2.079	0.69	1.58	0.394	0.28	0.413	500	0.654	3.33	0.12	0.2	0.6	2.00	0.10	6.35
R69-R68	30	149	0.031	0.72	0.7	3.50	0.180	1.95		300								3.50
R68-R74	31	48.4	0.043	2.949	0.69	1.30	0.539	0.35	0.435	500	0.783	3.99	0.69	0.61	1.08	4.31	0.31	6.54
R75-R77	32	143	0.022	0.66	0.55	3.87	0.123	1.40		300								3.87
R78-R77	33	136.9	0.016	0.67	0.6	4.23	0.131	1.55		300								4.23
R81-R77	34	106	0.0053	0.58	0.7	5.32	0.118	1.57		300								5.32
R77-R74	35	57.7	0.0053	2.5	0.57	3.33	0.413	1.14	0.582	600	0.447	1.58	0.92	0.74	1.14	1.80	0.44	5.86
R74-R48	36	84.7	0.0053	5.989	0.61	4.47	0.954	1.04	0.797	800	0.963	1.92	0.99	0.79	1.17	2.24	0.63	7.17
R48--D.O	37	196	0.022	12.243	0.64	4.93	1.955	1.38	0.799	800	1.961	3.90	0.50	0.49	1.01	3.94	0.39	8.01
R90-R92	38	94	0.025	0.57	0.5	2.67	0.117	1.10		300								2.67
R92-R94	39	70	0.017	1.44	0.5	2.47	0.294	1.68	0.412	500	0.492	2.51	0.60	0.55	1.04	2.61	0.28	3.12
R94-DO	40	39.2	0.0111	1.497	0.5	1.86	0.283	0.13	0.440	500	0.398	2.03	0.71	0.62	1.08	2.19	0.31	3.42
R95-R99	41	113	0.0244	0.53	0.75	3.103	0.151	1.54		300								3.1
R99-R101	42	56.3	0.018	0.81	0.75	2.04	0.230	0.81	0.372	400	0.279	2.22	0.10	0.2	0.59	1.31	0.08	3.82
R101-DO	43	48.1	0.0042	0.876	0.74	3.16	0.222	0.15	0.482	500	0.245	1.25	0.91	0.74	1.14	1.42	0.37	4.39

Tableau 5.2 : Evaluation des débits du réseau séparatif des eaux pluviales avec dimensionnement des conduites (zone2)

Tronçon	N° de SB	Lc (m)	I (%)	Aeq (ha)	Ceq	Tceq (min)	Qp (m³/s)	Qpeu (l/s)	D (mm)	Dn (mm)	Qps (m³/s)	Vps (m/s)	rq	rh	rv	V (m/s)	H (m)	Tc aval
R1P-R2P	44	35	0.0035	0.36	0.5	2.66	0.074	0.84		300								2.66
R2P-R5P	45	112.4	0.022	1.2	0.5	3.22	0.246	1.95	0.555	400	0.309	2.46	0.80	0.67	1.14	2.80	0.27	3.33
R5P-R8P	46	150.5	0.035	2.04	0.52	3.37	0.388	2.27	0.586	400	0.390	3.10	1.00	0.8	1.16	3.60	0.32	4.03

Tableau 5.3 : Evaluation des débits du réseau séparatif des eaux usées avec dimensionnement des conduites (zone2)

Zone	N° de SB	Tronçon	Qpeu (l/s) Zone1	Qpeu (l/s) Zone2	Qpeu (l/s) cumle	I (%)	D (mm)	V (m/s)
Zone 2	BV 44	R1E-R2E	68.45	68.45	68.45	0.35	400	0.7
	BV45	R2E-R5E		68.45+1.21	69.66	0.35	400	0.7
	BV46	R5E-R8E		68.45+1.21+3.01	72.67	0.35	400	0.7
				68.45+1.21+3.01+3.13	75.8	0.35	400	0.7

Tableau 5.4 : Résumé des résultats du diagnostic du réseau (Zone N°01)

N° de SB	N° de tronçon	Diamètre Existant (mm)	Diamètre Calculé (mm)	Observations	Recommandations
R1-R3	1	300	300	Bien dimensionné	A maintenir
R4-R3	2	300	300	Bien dimensionné	A maintenir
R3-R6	3	300	400	Sous dimensionné	A remplacer
R6-R9	4	300	400	Sous dimensionné	A remplacer
R10-R13	5	400	300	Sur dimensionné	A maintenir
R13-R9	6	400	300	Sur dimensionné	A maintenir
R9-R17	7	400	500	Sous dimensionné	A remplacer
R17-R19	8	400	500	Sous dimensionné	A remplacer
R20-R22	9	300	300	Bien dimensionné	A maintenir
R23-R22	10	300	300	Bien dimensionné	A maintenir
R22-R25	11	300	400	Sous dimensionné	A remplacer
R25-R27	12	300	400	Sous dimensionné	A remplacer
R27-R19	13	300	600	Sous dimensionné	A remplacer
R19-R32	14	400	600	Sous dimensionné	A remplacer
R32-R36	15	400	600	Sous dimensionné	A remplacer
R36-R38	16	400	800	Sous dimensionné	A remplacer
R39-R38	18	300	400	Sous dimensionné	A remplacer
R43-R38	19	300	300	Bien dimensionné	A maintenir
R38-R48	20	400	800	Sous dimensionné	A remplacer
R45-R48	21	300	300	Bien dimensionné	A maintenir
R49-R51	22	300	300	Bien dimensionné	A maintenir
R51-R54	23	300	300	Bien dimensionné	A maintenir
R54-R57	24	300	400	Sous dimensionné	A remplacer
R58-R61	25	300	300	Bien dimensionné	A maintenir
R61-R57	26	300	300	Bien dimensionné	A maintenir
R57-R62	27	400	400	Bien dimensionné	A maintenir
R63-R62	28	300	300	Bien dimensionné	A maintenir
R62-R68	29	500	500	Bien dimensionné	A maintenir
R69-R68	30	300	300	Bien dimensionné	A maintenir
R68-R74	31	300	500	Sous dimensionné	A remplacer
R75-R77	32	300	300	Bien dimensionné	A maintenir
R78-R77	33	300	300	Bien dimensionné	A maintenir
R81-R77	34	400	300	Sur dimensionné	A maintenir
R77-R74	35	600	600	Bien dimensionné	A maintenir
R74-R48	36	600	800	Sous dimensionné	A remplacer
R48--D.O	37	600	800	Sous dimensionné	A remplacer
R90-R92	38	300	300	Bien dimensionné	A maintenir
R92-R94	39	300	500	Sous dimensionné	A remplacer
R94-DO	40	300	500	Sous dimensionné	A remplacer

R95-R99	41	300	300	Bien dimensionné	A maintenir
R99-R101	42	300	400	Sous dimensionné	A remplacer
R101-DO	43	300	500	Sous dimensionné	A remplacer

Tableau 5.5 : Résumé des résultats du diagnostic du réseau de eaux pluviales (ZONE N°02)

R1P-R2P	44	600 EU+EP	300	Sur dimensionné	A maintenir
R2P-R5P	45	600 EU+EP	400	Sur dimensionné	A maintenir
R5P-R8P	46	600 EU+EP	400	Sur dimensionné	A maintenir

Tableau 5.6 : Résumé des résultats du diagnostic du réseau de eaux usées (ZONE N°02)

R1E-R2E	44	600 EU+EP	400	Sous dimensionné	A remplacer
R2E-R5E	45	600 EU+EP	400	Sous dimensionné	A remplacer
R5E-R8E	46	600 EU+EP	400	Sous dimensionné	A remplacer

5.6 Conclusion :

L'étude hydraulique approfondie réalisée sur le réseau a permis d'évaluer les débits pluviaux en se basant sur deux méthodes principales : la méthode rationnelle et la méthode de Caquot. Elle a également permis de déterminer la capacité hydraulique des collecteurs dans chaque zone étudiée. Les résultats obtenus ont mis en évidence certaines insuffisances dans des sections du réseau, ce qui justifie la nécessité de leur réhabilitation ou redimensionnement afin de garantir un fonctionnement optimal du réseau.

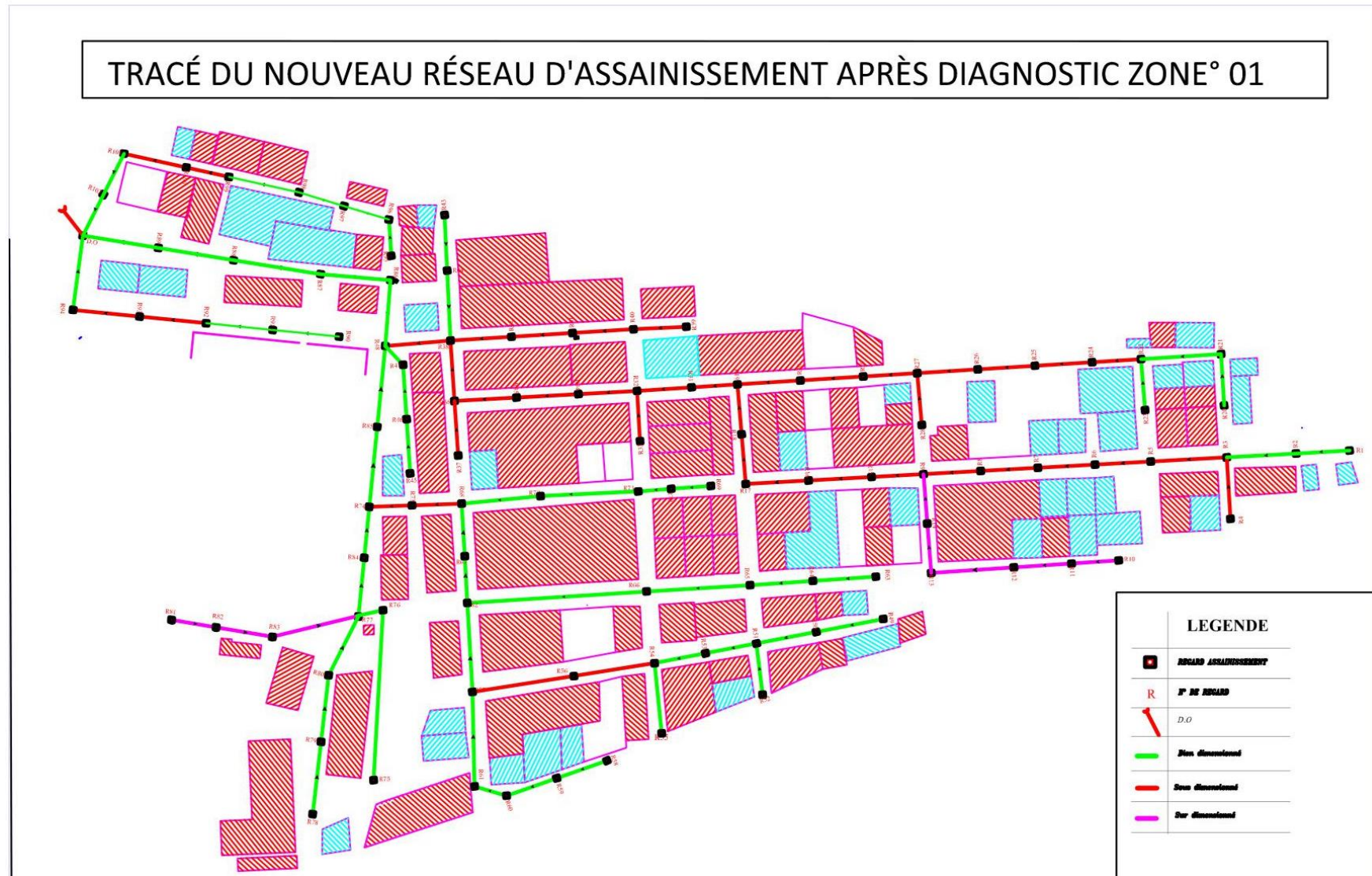
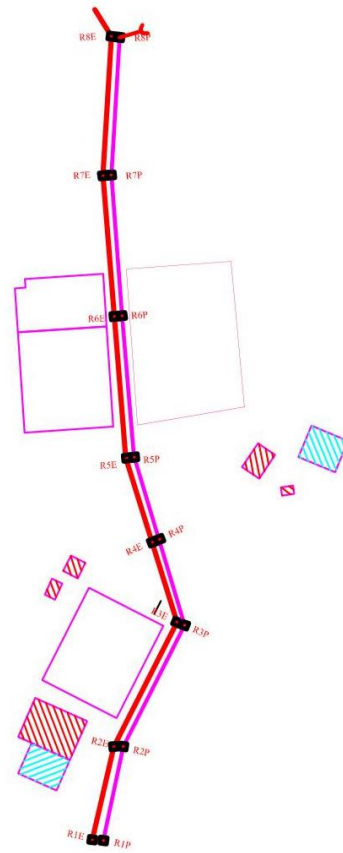


Figure 5.4 : Délimitation des BV de la zone n°01

TRACÉ DU NOUVEAU RÉSEAU D'ASSAINISSEMENT APRÈS DIAGNOSTIC ZONE° 02



	<i>Sous dimensionné</i>
	<i>Sur dimensionné</i>
	<i>P DE REGARD</i>
	<i>REGARD ASSAINISSEMENT</i>
	<i>D.O</i>

Figure 5.4 : Délimitation des BV de la zone n°02

Chapitre 6

Devis quantitatif et estimatif après diagnostic

Chapitre 6 : Devis quantitatif et estimatif après diagnostic

6.1 Introduction :

Après avoir diagnostiqué le réseau, nous avons fait les constatations suivantes :

- Sou-dimensionnement de certains tronçons.
- Surdimensionnement de certains tronçons.

Le calcul de coût de réhabilitation consiste à estimer le cout de tous les travaux à effectuer pour porter des solutions au problème d'assainissement existant.

A. pour les tronçons sou-dimensionnés, en a deux cas :

- Si la différence entre le diamètre calculé et le diamètre existant est petit. dans certains cas, il est inutile de porter des modifications au réseau, donc le calcul du cout pour ce cas est inutile.
- Changer carrément le tronçon si l'écart est très grand avec vérification de la capacité du regard récepteur.
- Décharger la conduite sur une autre se trouvant à proximité si elle existe et admet un débit en plus, cela nous permet de maintenir la conduite existence.

B. Pour les tronçons surdimensionnés, on les garde comme ils sont. Donc, il est inutile de calculer leur coût.

6.2. Etapes de calcul du coût de réhabilitation : [9]

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

Les différentes tâches effectuées par ordre chronologique sont :

- Travaux de décapage de la tranchée,
- Fourniture et pose de lit de sable,
- Fourniture et pose des buses en béton,
- Construction des regards en béton armé,
- Travaux et remblaiement de la tranchée,
- Transport des sols excédentaires.

Le principe de calcul est le suivant :

A) Calcul de volume du remblai (V_r) :

Le volume occupe par la canalisation :

$$V_2 = \pi (D_{\text{ext}})^2 \cdot L/4$$

Le volume du lit de pose :

$$V_1 = 0,10.L.l$$

Le volume du remblai :

$$V_r = V_d - V_1 - V_2$$

$$D_{\text{ext}} = D_n + 2e$$

Avec :

V_r : volume du remblai en m³

D_n : diamètre normalisé du conduit (m)

e : épaisseur de conduite en excès (m)

B) Evacuation des terres en excès :

Les terres excédentaires doivent être évacuées et nivelées dans le site le plus proche, le volume de ces terres est donnée par :

$$V_{\text{Texc}} = V_d \cdot (1 + f) - V_r \text{ Coefficient de fonctionnement}$$

pris égal à 20 % V_{Texc.} : volume des terres en excès (m³)

D_n : diamètre intérieur

L : longueur de la tranchée

H₀ : hauteur deremblai

H₁ : hauteur du lit sable

D_{ext} : diamètreextérieur

H_t : hauteur totale de la tranchée

C) Calcul de volume du lit du sable :

$$V_{ls} = e.L.l$$

V_{ls} : volume du lit de sable en m^3

e : épaisseur de la couche de sable en m B : largeur de la couche du tronçon en m
 L : longueur totale de la tranchée en m.

D) Volume occupé par les conduites :

$$V_{cdt} = L.\pi.D^2/4$$

Avec :

V_{cdt} : volume occupé par les conduites (m^3)

L : longueur totale de la tranchée (m)

D : diamètre extérieur de la conduite (m).

E) Volume d'enrobage :

$$V_{et} = L. (D+0,2).l - V_{cdt}$$

Avec :

B : largeur de la couche du tronçon (m) D : diamètre extérieur de la conduite (m)
 L : longueur de la conduite (m)

V : volume occupé par les conduites (m^3)

F) Volume évacué :

$$V_{év} = V_{ls} + V_{cdt} + V_{et}$$

6.3 Exécution des travaux :

A) Exécution des fouilles :

L'exécution des fouilles est une étape assez délicate qui nécessite des moyens conséquents en fonction des propriétés mécanique du sol et la profondeur des tranchées.

Il existe une interaction importante de sol-tuyauteries, qui automatiquement sur la durabilité du réseau, la largeur des tranchées doit être suffisante de façon à permettre une intervention facile des ouvriers lors des la pose avec un large supplémentaire au droit des joints, qui est donnée par la formule suivante :

$$B = D + 2. (0,3)$$

Avec :

B : largeur de la tranchée (m)

D : diamètre de conduite (m)

Un lit de sable est dressé au fond de la fouille sur lequel reposent les bases, celui-ci varie généralement de : 0,1 à 0,15 m.

La surface du lit de sable être titre bien nivelée pour que le collecteur ne repose pas sur aucun point dur ou faible.

B) Pose de canalisation :

L'emplacement de canalisation est variable suivant la chaussée et le système du réseau, la pose se fait de l'aval vers l'amont.

Les collecteurs sont descendus soigneusement dans la tranchée et présentés dans le prolongement les uns des autres, chaque tuyau repose sur deux briques placées sur le fond de la fouille, le vide doit être rempli de sable. Ils sont à 50 cm minimum au dessous du sol à compter de la génitrice.

C) Remblais des feuilles et compactage :**C-1 Remblais des fouilles :**

Dans la plupart des cas, les remblais sont effectués par les matériaux extraits lors d'exécution des tranchées, tout en veillant à ce que ceux-ci soit expurgés de tout élément susceptible de nuire aux caractéristiques physiques du sol ainsi qu'aux collecteurs.

Au cas où la nature du sol est rocailleuse, des matériaux d'apport sont alors nécessaires, ceux-ci doivent être rapportés du site le plus proche possible.

C-2 Captage des fouilles :

Le compactage d'un remblai de la tranchée consiste à lui donner l'indice du vide le plus bas possible ou la densité sèche la plus élevée possible. On signale que la teneur en eau optimum dépend non seulement de la nature de sol, mais aussi dans une large mesure de la méthode de compactage.

D. Exécution des regards :

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

Les différentes opérations pour l'exécution d'un regard sont les suivantes :

- a. Réglage du fond ou regard,
- b. Exécution de la couche du béton de propreté,
- c. Ferrailage du radier de regard,
- d. Ferrailage des parois,
- e. Bétonnage des parois,
- f. Ferrailage de la dalle,
- g. Bétonnage de la dalle,
- h. Bétonnage du radier,
- i. Coffrage des parois,
- j. Décoffrage des parois,
- k. Coffrage de la dalle

Remarque : les résultats de calcul sont représentés dans les tableaux ci-après

Tableau 6.1 : Estimation du coût des conduites

D (mm)	L (m)	Prix unitaire en DA/U	Totaux partiels
300	35	5000	175000
400	816.6	5900	4817940
500	351.3	6500	2283450
600	241.2	7000	1688400
800	350.2	7900	2766580
Prix total			11731370 DA

Tableau 6.2 : Estimation du coût des déblais

D (mm)	L (m)	Volume (m ³)	Prix unitaire en DA/U	Totaux partiels
300	35	94	750	70613
400	816.6	2466	750	1849599
500	351.3	1184	750	887911
600	241.2	902	750	676566
800	350.2	1590	750	1192431
Prix total				4677119 DA

Tableau 6.3 : Estimation du coût des remblais

D (mm)	L (m)	Volume (m ³)	Prix unitaire en DA/U	Totaux partiels
300	35	63	300	18900
400	816.6	1567.872	300	470362
500	351.3	716.652	300	214996
600	241.2	520.992	300	156298
800	350.2	840.48	300	252144
Prix total				1112699 DA

Tableau 6.4 : Estimation du coût de l'enrobage

D (mm)	L (m)	Volume (m ³)	Prix unitaire en DA/U	Totaux partiels
300	35	27	1550	42315
400	816.6	800	1550	1240415
500	351.3	422	1550	653418
600	241.2	347	1550	538358
800	350.2	693	1550	1074764
Prix total				3549271 DA

Tableau 6.5 : Estimation du coût de lit de sable

D (mm)	L (m)	Volume (m ³)	Prix unitaire en DA/U	Totaux partiels
300	35	3.85	1600	6160
400	816.6	97.992	1600	156787.2
500	351.3	45.669	1600	73070
600	241.2	33.768	1600	54028.8
800	350.2	56.032	1600	89651.2
Prix total				379698 DA

Tableau 6.6 : Estimation du coût de projet (réhabilitation)

	Conduites	Déblais	Remblais	Enrobage	Lit de sable
Prix (DA)	11731370 DA	4677119 DA	1112699 DA	3549271 DA	379698 DA
Prix total	21450156 DA				

6.4 Devis quantitatif des regards :

Nous avons deux types de regards à projeter :

- Regards visitables
- Regards non visitables

Dans notre étude, nous avons en moyenne approximative, le nombre total de regards à projeter sont repartis comme suit :

- 2/3 non visitable
- 1/3 visitable

Tableau 6.7 : Devis quantitatif et estimatif des regards

Regards	Nombre	Prix Unitaire (DA)	Prix Total (DA)
Regards visitable	14	55 000	770 000
Regards non visitable	6	41 000	246 000
TOTAL	20		1 016 000

6.5 Conclusion :

Le système d'assainissement dans notre site d'étude présente des insuffisances.

On a calculé le coût de changement des diamètres pour les conduites sous dimensionnées, ensuite le cout des conduites nouvelles à projeter. Enfin nous avons appliqués le principe général lors de la réhabilitation des réseaux en essayant de garder le maximum des conduites anciennes.

Chapitre 7

P Elabration du planning de réalisation par MS-Project

Chapitre 7 : Elaboration du planning de réalisation par MS-Project

7.1 Introduction

La planification d'un projet est l'activité qui consiste à déterminer les tâches du projet avec l'estimation de leurs charges et la détermination des profils nécessaires à leur réalisation.

La planification est une organisation des tâches pour aboutir à la réalisation d'objectifs dans un domaine précis en utilisant des moyens nécessaires ; pendant une durée et avec des étapes bien précises. Ce principe sera appliqué pour notre projet de diagnostic d'assainissement dans la localité de Sidi Amer (w) Msila dans la phase de réhabilitation après diagnostic.

7.2 Aperçu théorique sur la planification des projets :

7.2.1 Matrice de planification du projet :

La matrice de cadre logique est une feuille de travail qui résume le schéma de conception du projet. Dans la matrice, le projet sera décrit par les éléments clés qui définissent son contexte (objectifs, résultats, activités, données de départ, facteurs extérieurs et critères de mesure du succès).

- Phase d'analyse ;
- Phase de planification ;
- Phase de mise en œuvre ;
- Phase d'achèvement/évaluation.

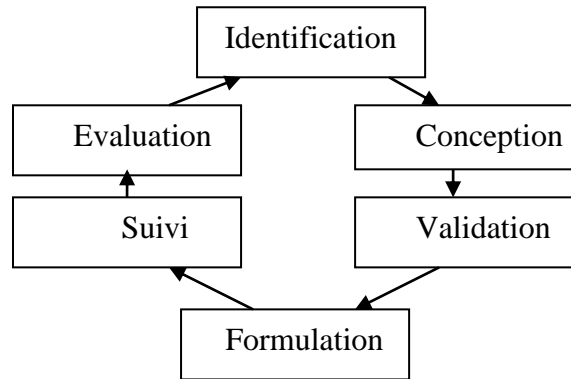
7.2.2 Cycle d'un projet et sa gestion:[1]

La gestion du cycle de projet est universelle dans sa conception quelque soit soient l'échelle et la nature du projet. Le cycle d'un projet peut être structuré en 07 étapes :

- a. Identification
- b. Conception
- c. Validation
- d. Formulation

- e. Mise en œuvre
- f. Suivi
- g. Evaluation

Les étapes du cycle de gestion de projet sont récapitulées selon l'organigramme suivant :



7.2.3 l'organisation des tâches et détermination de leurs durées:

L'organigramme des tâches ainsi appelé « structure de découpage du projet » est une décomposition hiérarchique des tâches à réaliser au sein d'un projet pour aboutir à des livrables spécifiques.

L'estimation de la durée des tâches ne se fait que lorsque les tâches ont été analysées. Cette opération a un impact important sur la qualité du planning final et doit être conduite dans le respect de principes rigoureux.

La durée d'une tâche peut être exprimée, en jours, en semaines ou en mois ou toute autre unité adaptée à la maille de l'analyse logique.

7.2.4 Identification et affectation des ressources humaines, matérielles et techniques d'un projet:

Dans tout projet, sa durée dépend de la façon dont nous affectons les ressources humaines et matérielles pour chaque tâche. En effet, si une personne de l'équipe est mobilisée à plein temps ou non sur une des tâches, cela va forcément influencer la durée de cette tâche. Il est donc primordial d'optimiser la planification des ressources humaines et matérielles en suivant les étapes suivantes:

- a) L'affectation des ressources à une tâche ;
- b) La consolidation de la ressource ;

- c) La définition de la disponibilité de la ressource ;
- d) L'étalement des ressources.

7.2.5 Affectation des couts:

Un budget est un document qui transforme les plans en argent ; qu'il faudra dépenser pour que les activités que vous avez planifiées puissent être réalisées (dépenses) et l'argent qu'il faudra obtenir pour couvrir les frais engendrés par la réalisation des activités (revenus). Afin de développer un budget, puis une estimation prudente est utile pour l'aide à développer un budget précis et l'aide dans le suivi et le contrôle du cout réel des activités. Les couts estimés sont repartis selon les catégories suivantes :

- Les frais d'exploitation
- Les frais d'organisation
- Les frais du personnel
- Dépenses d'infrastructures

7.2.6 Identification des résultats et des risques du projet

L'identification de l'analyse des résultats du projet peut être orale ou écrite, mais dans tous les cas, elle portera sur le suivant :

- l'analyse de l'environnement : tout projet se déroule dans un environnement qui peut être complexe (culturel et social.....) ;
- l'analyse des parties prenantes : les personnes et les organisations activement impliquées dans le projet. elles peuvent aussi influencer les objectifs et les résultats du projet.

Pour identifier les risques de projet ; des études préalables permettent d'évaluer les risques liés au projet. La démarche d'identification des risques s'inscrit dans une volonté d'anticipation pour réagir au plus tôt. Cette démarche passe par l'identification des facteurs de risque associés à chaque tâche et de leur classification en fonction de leur criticité.

Les différents types de risque peuvent être identifiés selon la liste suivante :

- Humains (absence, décès d'une ressource importante sur le projet ;

- Coûts cachés (découverte du coût au cours du projet qui gèrent l'enveloppe budgétaire dédié au projet).
- Retard dans les approvisionnements en matériaux indispensables au projet (risque de changement de la durée totale du projet).
- Manque de communication et de coordination, indication des développements informatiques aux besoins exprimés.

Les risques doivent être classés par ordre d'importance. Il faut déterminer les conséquences potentielles liées à ces risques en termes d'impact financier, d'impact de délai ou d'impact sur la qualité. Un plan de secours peut être appliqué et établi lors de l'étude et lorsque les risques majeurs ont été identifiés.

7.3 Processus de planification par MS Project [1]

7.3.2 Introduction :

Un projet passe par ses étapes classiques (étude, contrôle, réalisation). La phase de réalisation nécessite plus d'efficacité vu que nous aurons à gérer plus de paramètres que les autres phases.

Autrement dit, en plus des tâches du projet, nous aurons à gérer les moyens matériels et humains. C'est pour cela, l'utilisation de logiciel ou programme de planification est très bénéfique.

7.3.2 Définition du MS-Project :

Microsoft Project (ou MS Project) est un logiciel de gestion de projets édité par Microsoft. Il permet aux chefs de projet et aux planificateurs de planifier et piloter les projets, de gérer les ressources et le budget, ainsi que d'analyser et communiquer les données des projets.

Utilisé aujourd'hui par plus des millions de chefs de projet, Microsoft Project est un logiciel de gestion de projet très utilisé.

7.3.3 Planification et pilotage des projets :

Microsoft Project permet la planification des projets, c'est-à-dire la création d'un plan. Il permet la création de tâches et de jalons, leur hiérarchisation, et de définir

des liens entre les tâches. Une estimation de la durée et de la charge (ou travail) nécessaire à la réalisation de chaque tâche qui peut ensuite être réalisée.

Des modèles peuvent être créés afin de proposer des plans types aux utilisateurs (par exemple, si les projets nécessitent de suivre une méthodologie ou un processus précis.

Microsoft Project propose différentes représentations graphiques du projet : diagramme de Gantt, réseau des tâches...

Les possibilités de pilotage des projets sont nombreuses : définition de la planification initiale (c'est-à-dire l'enregistrement d'une photographie de référence du plan de projet), saisie de l'avancement des tâches et planification.

Le chef de projet peut mettre à jour l'avancement du projet par:

- la saisie d'un pourcentage d'avancement (délai ou charge) ;
- la mise à jour de la durée réelle et de la durée restante ;
- la mise à jour du travail réel (réalisé) et du travail restant.

7.3.4 Les étapes de planification d'un projet par MS-PROJECT :

La planification d'un projet se fait par des étapes dans l'ordre est à respecter à savoir :

- Dresser la liste des tâches.
- Déterminer la relation entre les tâches (série, parallèle).
- Estimer le coût et la durée des tâches.
- Construire le réseau du projet (en indique les durées des tâches en intégrant les marges libres).
- Tracer le diagramme de Gantt.
- Affecter les ressources humaines et matérielles des tâches.

7.3.5 Gestion des ressources :

Microsoft Project permet la gestion des ressources de chaque projet, c'est-à-dire la création de l'équipe projet puis l'affectation des ressources définies.

Il est possible de créer différents types de ressources :

- Ressources « travail », à qui l'on peut attribuer des charges de travail : individus, mais aussi des machines-outils par exemple.
- Ressources « matérielles », correspondant à des matériaux (ressources consommables avec des unités) : béton (m³), câble (km)...
- Ressources « coût » (apparue depuis la version 2007 de Microsoft Project), pour pouvoir associer aux tâches du projet des postes de dépense : frais de déplacement, achat de prestation au forfait...
- Les ressources, en particulier celles de type travail, peuvent être typées comme génériques, elles correspondent alors à des profils de compétences.

Lorsque les ressources ont été affectées, Microsoft Project rend possible l'analyse des plans de charge des ressources affectées, via par exemple l'affichage d'un graphe des ressources. Une fonctionnalité, l'audit des ressources, peut être utilisée pour résoudre les problèmes de sur utilisation des ressources détectés, en réorganisation les tâches du projet.

7.3.6 Gestion des coûts :

Chaque ressource peut avoir un coût : taux journalier pour une ressource de type travail, coût unitaire pour une ressource matérielle... Ainsi, en fonction des affectations des ressources réalisées sur les tâches du projet et de coûts fixes pouvant être définis pour chaque tâche, Microsoft Project calcule le coût du projet. Pour les individus, il est également possible de gérer les heures supplémentaires.

7.3.7 Analyse et communication des informations du projet :

Microsoft Project offre une palette de possibilités d'analyse des données du projet et propose de nombreux rapports. Il est même possible d'exporter les informations du projet dans Microsoft Excel pour analyser le travail et les coûts du projet en fonction de différents axes d'analyse (tâches, ressources, affectation, temps), via des tableaux, graphiques et diagrammes croisés dynamiques.

7.3.8 Diagramme de Gantt :

Le diagramme de Gantt, couramment utilisé en gestion de projet, est l'un des outils les plus efficaces pour représenter visuellement l'état d'avancement des différentes

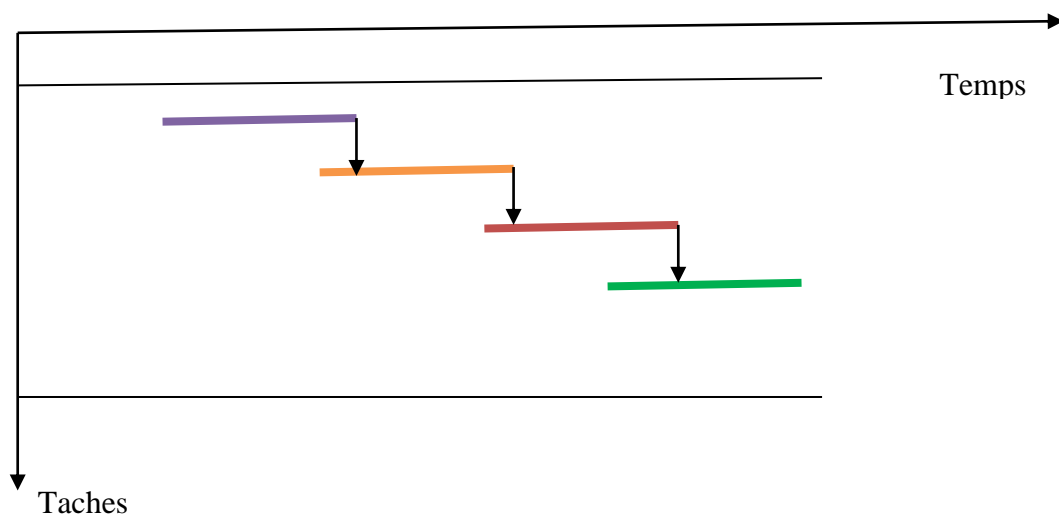
activités (tâches) qui constituent un projet. La colonne de gauche du diagramme énumère toutes les tâches à effectuer, tandis que la ligne d'en-tête représente les unités de temps les plus adaptées au projet (jours, semaines, mois etc.). Chaque tâche est matérialisée par une barre horizontale, dont la position et la longueur représentent la date de début, la durée et la date de fin. Ce diagramme permet donc de visualiser d'un seul coup d'œil :

- Les différentes tâches à envisager
- La date de début et la date de fin de chaque tâche
- La durée escomptée de chaque tâche
- Le chevauchement éventuel des tâches, et la durée de ce chevauchement
- La date de début et la date de fin du projet dans son ensemble.

7.3.9 Etapes simplifiées d'élaboration du diagramme de Gantt :

Pour tout projet, la planification par Gantt se fait par les étapes suivantes :

- Rédiger la liste des tâches
- Relation entre les tâches
- Estimation des coûts et durées des tâches
- Construction du réseau du projet
- Etablir le diagramme de Gantt
- L'étape finale est la répartition de ressources humaines et matérielles sous forme de tableau.



7.4 Conclusion :

La gestion de ressources humaines et matérielles d'un projet par un programme élaboré sur des bases scientifiques et de management nous a permis de bien maîtriser les effectifs en assurant un rendement optimal et économiser la ressource matérielle.

L'élaboration du planning pour la réalisation des tâches du projet est très importante.

Enfin, la non maîtrise parfaite du logiciel et temps qui est consommé par les autres chapitres de ce mémoire nous a empêché d'établir un diagramme de Gantt détaillé pour notre projet.

CONCLUSION GENERALE

Conclusion générale

L'étude du diagnostic d'un réseau d'assainissement est indispensable pour les réseaux existants anciens. Elle est consacrée en premier lieu à un diagnostic superficiel pour connaître l'état physique des ouvrages d'assainissement, pour passer par la suite au diagnostic approfondie; consacré à la vérification du fonctionnement hydraulique du réseau existant.

Le site étudié est en système unitaire avec deux points de rejets pour les eaux pluviales et un point de rejet pour les eaux usées. Le calcul des débits des eaux usées sera utilisé pour les besoins de la STEP en matière de quantité et de dimensionnement de la conduite d'acheminement à son entrée. Celui des eaux pluviales est pour la vérification du fonctionnement hydraulique du réseau du site étudié dont son choix est justifié par la disponibilité des données (plans de recollement et d'occupation du sol).

Notre étude du diagnostic d'un réseau d'assainissement est faite par des étapes indispensables à ce type d'études à savoir :

- Une présentation de la zone d'étude ;
- Un diagnostic superficiel basé plus sur des sorties sur le terrain ;
- Calcul des débits des eaux usées et pluviales. sachant que les eaux usées sont calculés pour l'horizon 2050 et les eaux pluviales sont calculés pour une période de retour de 10 ans vu qu'il s'agit d'une zone urbaine ;
- Vérification du fonctionnement hydraulique (redimensionnement du réseau) du réseau avec élaboration des recommandations nécessaires à sa réhabilitation en tenant compte du devis quantitatif et estimatif.

Enfin, cette étude du diagnostic nous a permis de maîtriser les différentes étapes et de connaître la différence entre elle et une nouvelle étude d'assainissement. Cela va permettre au service exploitant du site étudié de réhabiliter les endroits qui présentent des défaillances pour assurer un bon fonctionnement au réseau et pour que l'ensemble

des ouvrages annexes jouent leurs rôles.

L'étude est finalisée par un chapitre consacré aux rappels sur l'utilisation du management dans la phase de réalisation du projet d'assainissement en utilisant un planning transformé en Diagramme de Gantt (taches en fonction des durées) afin d'optimiser le cout du projet ainsi que sa durée de réalisation.

Bibliographie

Bibliographie

- [1] Cours de Management des Projets, Master 2- S3- 2023/2024.
- [2] Cours hydrologie du Pr. BENKADJA R. Université de M'sila.
- [3] Cours d'assainissement, Dr SAHLI Y. Licence 3-S6 univ-m'sila - 2021/2022
- [4] Cour d'assainissement : Evaluation des débits des eaux à évacuer. Université de Biskra.
- [5] Guide technique d'assainissement, Edition 1997

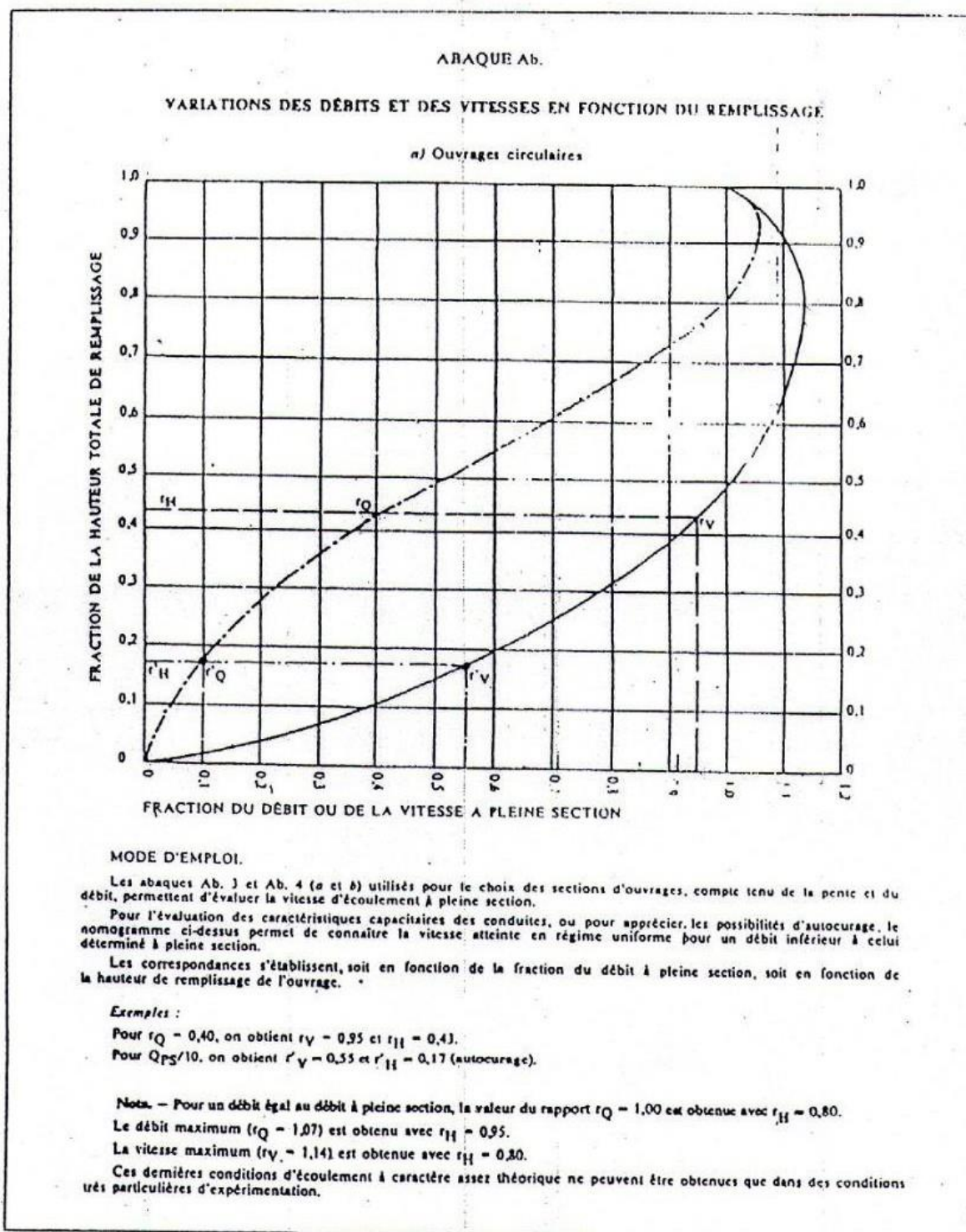
- [6] Eléments d'hydrologie de Surface, J.P. Laborde Edition 2000.
- [7] .Contribution des Système D'Information Géographique (SIG) à la modélisation d'un réseau d'assainissement : Application sur la ville de Ghardaïa
- [8] Services techniques de l'APC et DRE de M'sila. 2025
- [9] Mémoire de fin d'étude, université de m'sila 2023. Etude du diagnostic d'un réseau d'assainissement. Cas des lotissements -Est de Mouilha Dans la Commune de Msila.

- [10] [Hydraulique Urbaine, Etude et Chantier \(hydrauliqueformation.blogspot.com\)](http://hydrauliqueformation.blogspot.com)

ANNEXES

ANNEXE 1 : Données de la station pluviométrique 050301_Ain Lahdjel

	sept	oct	nov	dec	janv	fev	mars	avril	mai	juin	juil	août	annuel
Code station : 050301													
Nom station : AIN EL HADJEL													
X : 607,1													
Y : 264,6													
Z : 545													
1989													
PJ max (mm)	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	18	-999	12.7	0	
Totaux (mm)	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	33.2	-999	12.7	0	
1990													
PJ max (mm)	15.7	29.6	4.8	16.2	13.5	8	26.6	3.4	1.9	7.4	7.7	8.8	29.6
Totaux (mm)	23.3	29.6	11.2	30.1	16	11.2	56.7	9.4	1.9	21.8	13	17.4	241.6
1991													
PJ max (mm)	2.3	26.2	0	9.8	10.3	6	6.2	3.6	38.8	9.8	8.3	0	38.8
Totaux (mm)	12.3	58.2	0	15	17	10.3	13.2	7.4	58.1	10.7	17	0	219.2
1992													
PJ max (mm)	7.8	4.5	8.5	5.2	0	3.3	7.6	5.3	22.4	3.2	0	1.1	22.4
Totaux (mm)	8.3	7.2	10.2	9.9	0	6.7	12.9	10	39.6	6.8	0	1.1	112.7
1993													
PJ max (mm)	42.5	2.7	2.7	18.7	2.6	3.9	8	4.5	0	0	3.4	2.7	42.5
Totaux (mm)	44.5	2.7	9	21.3	5.1	9.4	12.9	5.5	0	0	3.4	2.7	116.5
1994													
PJ max (mm)	12.5	12	6.8	4.3	4.1	13.4	8.5	0	0.8	4.1	0	0	13.4
Totaux (mm)	34.6	39	9.1	5.4	10.2	15.8	24.5	0	1.3	14.6	0	0	154.5
1995													
PJ max (mm)	16.5	6.5	4.5	17.3	14.1	5.9	5.2	15	13.1	21.2	2.3	5.2	21.2
Totaux (mm)	24.6	8.4	7.2	30.7	52.8	17.8	11.2	33.7	34.7	30.5	2.3	10	263.9
1996													
PJ max (mm)	0	2.2	4.9	8.1	9.6	4.4	2.4	11.7	13.8	6.3	0	18.5	18.5
Totaux (mm)	0	2.2	4.9	30.7	37.8	8.1	3.5	36.6	13.8	15.9	0	58.7	212.2
1997													
PJ max (mm)	24.3	10.7	5.3	1.5	6.4	14.2	1.8	45.3	21.5	0.8	0	4.1	45.3
Totaux (mm)	46.2	28	21.4	3.4	8.6	24.4	3.4	50.9	74.6	0.8	0	8.1	269.8
1998													
PJ max (mm)													
Totaux (mm)													
1999													
PJ max (mm)	10.7	25.4	2.4	17.4	0	0	4	2.6	36.5	1	1.6	0	36.5
Totaux (mm)	36.4	55.2	8.2	49.1	0	0	4	7.1	59.6	1.7	1.6	0	222.9
2000													
PJ max (mm)	12.7	14.4	4.2	6.2	8.3	2	0.7	8.3	0	0	0	0	14.4
Totaux (mm)	23.4	28.2	11.5	19.7	23.9	2.7	1.3	18.3	0	0	0	0	129
2001													
PJ max (mm)	31.5	7.9	4.7	8.2	12.1	1.2	0	4.5	5.2	0	0	11	31.5
Totaux (mm)	72.5	13.2	7	16	13	2.1	0	8.3	5.2	0	0	31.3	168.6
2002													
PJ max (mm)	3.4	1.6	13.2	6.2	39.7	5.7	1.1	2.9	1.7	22.8	0	0	39.7
Totaux (mm)	3.4	1.6	27	17.8	65.1	19.5	1.1	6.8	1.7	43.8	0	0	187.8
2003													
PJ max (mm)	13.5	23.8	11.3	10.4	3	1.8	26.1	10.3	41.8	0	5.4	12.4	41.8
Totaux (mm)	20	53	32	32.5	3	4.1	27.8	20.6	76	0	5.4	14.8	289.2
2004													
PJ max (mm)	6.6	8.3	11.5	7	0	6.9	8.5	5.9	7.4	3.2	2.1	6.8	11.5
Totaux (mm)	12.3	10.1	13.3	21.6	0	16.9	8.5	11.1	7.4	7	2.1	6.8	117.1
2005													
PJ max (mm)	16.7	44	25.9	0	11.1	22.9					0		
Totaux (mm)	41.5	56.8	35.8	0	31.9	38.8					0		
2006													
PJ max (mm)	14.2	0	34.8	6	5.1	4	12.2	21.3	14.3	26.7	0	3.1	34.8
Totaux (mm)	25.9	0	34.8	17	5.1	8.1	33.8	46.6	29.4	35.6	0	3.1	239.4
2007													
PJ max (mm)	42	12.6	4.6	-999	5.2	22.8	3.2	0	10.9	5.3	5.4	0	
Totaux (mm)	94.4	18.2	18.3	-999	9.1	25.5	3.2	0	25.3	12.7	8.5	0	
2008													
PJ max (mm)	25	25.2	4.7	10.2	7.5	16.6	0	18.6			0		
Totaux (mm)	37.3	62.2	9.2	29.2	22.2	20.5	0	49.9			0		

Annexe 2 : Abaque de vérifications lors du dimensionnement avec Rationnelle (r_H - r_V - r_Q)

— Nomogramme d'évaluation des caractéristiques hydrauliques
en fonction du remplissage des ouvrages circulaires.

