

Laboratoire de Recherche en Hydraulique Appliquée et Environnement (LRHAE)

MÉMOIRE DE FIN D'ÉTUDES

Présenté par :

HAMDACHE RAFIK

GAYED ISHAK

En vue de l'obtention du diplôme de **MASTER**

Filière : **Hydraulique**

Spécialité : **Hydraulique Urbaine**

INTITULE :

ÉTUDE DE DIAGNOSTIC ET RÉHABILITATION DE RÉSEAU D'ASSAINISSEMENT SÉPARATIF DES EAUX USÉES DE LA LOCALITÉ EL MAGHRA, COMMUNE DE BOUKHELIFA, WILAYA DE BÉJAIA

Soutenu le **25/06 /2025** devant le jury composé de :

- Président : **Mme BOUCHRAKI.F**
- Promoteur : **Mr MERAH FERHAT**
- Examinateur : **Mr BENZERRA ABBAS**

REMERCIEMENTS

**AVANT TOUT, NOUS ADRESSONS NOTRE PROFONDE GRATITUDE À
DIEU, QUI NOUS A DONNÉ LA FORCE, LE COURAGE ET LA
PATIENCE NÉCESSAIRES POUR MENER À BIEN CE MODESTE
TRAVAIL.**

**NOUS EXPRIMONS ÉGALEMENT NOS SINCÈRES REMERCIEMENTS
À TOUTES LES PERSONNES QUI NOUS ONT SOUTENUS ET
ACCOMPAGNÉS TOUT AU LONG DE CETTE AVENTURE. NOUS
TENONS À REMERCIER TOUT PARTICULIÈREMENT :**

- NOS CHERS PARENTS AINSI QUE L'ENSEMBLE DE NOS
FAMILLES, POUR LEUR SOUTIEN INCONDITIONNEL, LEURS
ENCOURAGEMENTS CONSTANTS ET LEUR PRÉSENCE
BIENVEILLANTE TOUT AU LONG DE NOTRE PARCOURS.**
- NOS AMIS ET COLLÈGUES, POUR LEURS CONSEILS, LEUR
DISPONIBILITÉ ET LEURS ENCOURAGEMENTS PRÉCIEUX.**
- MONSIEUR FERHAT MERAH, NOTRE PROMOTEUR, POUR
LA QUALITÉ DE SON ENCADREMENT, SES ORIENTATIONS
PERTINENTES ET SES CONSEILS AVISÉS, QUI ONT ÉTÉ D'UNE
GRANDE UTILITÉ TOUT AU LONG DE CE PROJET.**
- MONSIEUR LASSAMI BOUALAM, POUR NOUS AVOIR
PROPOSÉ CE THÈME DE PROJET ET POUR LA MISE À
DISPOSITION DES DONNÉES NÉCESSAIRES À SA
RÉALISATION.**

**À TOUS, NOUS EXPRIMONS NOTRE RECONNAISSANCE LA PLUS
SINCÈRE.**

Sommaire

Introduction générale	1
-----------------------------	---

Chapitre I : Présentation du site et étude de diagnostic

I.1 Introduction.....	2
I.2 présentation du site	2
I.2.1 situation géographique	2
I.2.2 Situation climatique.....	4
I.2.3 Relief	5
I.2.4 Situation démographique.....	6
I.2.4.1 population	6
I.2.4.2 Estimation de la population future de la zone d'étude	6
I.3 Etude de diagnostic	7
I.3.1 Introduction	7
I.3.2 Le diagnostic du réseau d'assainissement	7
I.3.3 Objectifs de l'étude de diagnostic	7
I.3.4 Etude de diagnostic de la zone d'étude	7
I.3.4.1 les fosses septiques utilisées dans la zone d'étude	8
I.3.4.2 le tronçon existant trouvés	8
I.3.4.3 les rejets et ravins naturels.....	9
I.4 Conclusion	10

Chapitre II : Généralités sur les réseaux d'assainissement

II.1 Définition des eaux usées	11
II.2 Classification et origine des eaux usées [11].....	11
II.2.1 Eaux domestiques	11
II.2.2 Eaux industrielles.....	12
II.2.3 Eaux agricoles	12
II.2.4 Eaux pluviales.....	12
II.4 Définition de l'assainissement.....	12
II.5 Principe d'assainissement.....	13
II.6 L'histoire de l'assainissement	13
II.7 Définition des différents systèmes d'assainissement [11]	13

Sommaire

II.7.1 Système Unitaire	13
II.7.2 Système Séparatif.....	14
II.7.3 Système pseudo-séparatif.....	15
II.7.4 Système individuel.....	16
II.8 Choix du type de canalisations [11]	16
II.9 Types d'assainissement [12].....	16
II.10 Types de schémas de réseau [11]	17
II.11 Morphologie de réseau d'assainissement	18
II.12 Canalisation circulaire	19
II.12.1 Conduite en béton armé [11].....	19
II.12.2 Conduite en amiante-ciment	19
II.12.3 Conduite en grès	19
II.12.4 Conduites en chlorure de polyvinyle (P.V.C) non plastifié	19
II.12.5 Tuyau en fibre-ciment sans pression.....	19
II.13 Avantages et inconvénients des différents matériaux [11]	20
II.14 Choix du type de canalisation [11]	21
II.15 Choix d'un système d'assainissement [11]	21
II.16 Principe du tracé du réseau [14]	21
II.17 Tracé du réseau d'assainissement [14]	21
II.18 Les ouvrages annexes	22
II.19 Les ouvrages normaux	22
II.19.1 Les branchements.....	22
II.19.2 Regards	23
II.20 Les ouvrages spéciaux	24
II.20.1 Dégrilleurs.....	24
II.20.2 Bassins de dessablement	24
II.21 Conclusion	25

Chapitre III : Dimensionnement du réseau et Calcul hydraulique

III.1 Introduction	26
III.2 Procédure de calcul du débit des eaux usées domestiques.....	26
III.2.1 Estimation de la population des bassins de collecte	26
III.2.2 Estimation du débit moyen actuel	27
III.2.3 Estimation du débit moyen futur	28
III.2.4 Estimation du débit de pointe	29

Sommaire

III.2.5 Calcul du débit spécifique	30
III.2.6 Calcul du débit de route des tronçons.....	30
III.2.7 Calcul du débit moyen entrant.....	30
III.2.8 Calcul du débit moyen sortant	31
III.2.9 Calcul du coefficient de pointe entrant et sortant	31
III.2.10 Calcul du débit de pointe pour chaque tronçon	31
III.3 Contraintes de calage des réseaux d'eaux usées [19].....	32
III.4 Dimensionnement des diamètres des canalisations.....	32
III.4.1 Les abaques de l'instruction technique de 1977 [annexe 1].....	32
III.5 Dimensionnement du réseau	33
III.6 Vérification des Conditions d'auto curage.....	36
III.6.1 Définition.....	36
III.6.2 Conditions d'auto curage.....	36
III.6.3 Exemple de vérification des trois conditions d'auto curage.....	38
III.6.4 Constatations et perspectives.....	39
III.7 Réservoirs de chasse.....	39
III.7.1 Définition.....	39
III.7.2 Calcul de nombre de réservoir de chasse.....	40
III.7.4 Calcul de volume d'eau annuel nécessaire	41
III.7 la station de relevage	42
III.7.1 Dimensionnement de la station de relevage	42
III.7.2 Dimensionnement de la bâche d'aspiration.....	43
III.7.3 Calcul de la hauteur manométrique totale HMT	43
III.7.4 Dimensionnement de la conduite de refoulement	46
III.8 Conclusion.....	52

Chapitre IV : Estimation du coût de projet

IV.1 Introduction	53
IV.2 Description des travaux.....	53
IV.3 Terrassements généraux	53
IV.4 Volume de déblai des tranchées (Vd)	54
IV.5 Volume de déblais des regards.....	55
IV.6 Volume total des déblais	56
IV.7 Volume de remblai (Vr).....	56
IV.8 Evacuation des terres en excès	56

Sommaire

IV.9 Devis estimatif et quantitatif du projet.....	57
IV.10 Conclusion	58
Conclusion générale	59

Annexes

Références bibliographique

Résumé

Liste des tableaux

Tableau I.1 : la population future de la zone d'étude	6
Tableau II.1 : Avantages et inconvénients des systèmes d'assainissement	16
Tableau II.2: Avantages et inconvénients des différents matériaux	20
Tableau III.1 : Estimation de la population à différents horizons.....	27
Tableau III.2 : Estimation du débit moyen actuel de la zone d'étude.....	28
Tableau III.3 : Estimation du débit moyen des équipements.....	28
Tableau III.4 : Estimation du débit moyen futur de la zone d'étude	29
Tableau III.5 : Mode de calcul débits de pointes des canalisations pour le bassin EL Maghra 1	33
Tableau III.6 : Nombre de réservoirs de chasse nécessaire pour chaque zone	41
Tableau III.7 : caractéristiques de la pompe choisie.....	45
Tableau III.8 : Estimation des débits d'eaux usées pour le bassin EL Maghra 1.....	47
Tableau III.9: Estimation des débits d'eaux usées pour le bassin EL Maghra 2.....	49
Tableau III.10 : Vérification des conditions d'auto curage pour le bassin EL Maghra 1.....	50
Tableau III.11: Vérification des conditions d'auto curage pour le bassin EL Maghra 2.....	51
Tableau IV.1 : épaisseurs des conduites selon le diamètre.	53
Tableau IV.2 : Largeur minimale des tranchées.....	54
Tableau IV.3 : volume de déblai des tranchées.....	55
Tableau IV.4 : volume total des regards.....	55
Tableau IV.5: volume des remblais.....	56

Liste des figures

Figure I.1 : Communes limitrophes de BOUKHELIFA.....	2
Figure I.2 : Délimitation de la commune de BOUKHELIFA	3
Figure I.3: Délimitation de la localité EL MAGHRA avec Google Earth	3
Figure I.4 : représentation graphique des précipitations de la zone d'étude	4
Figure I.5: représentation graphique des températures de la zone d'étude	5
Figure I.6: Relief de EL MAGHRA	5
Figure I.7 : Fosses septiques individuelles	8
Figure I.8 : état des regards de tronçon trouvé	8
Figure I.9 : les rejets des eaux usées de la zone d'étude	9
Figure II.1: Schéma du réseau unitaire.....	14
Figure II.2: Schéma du réseau séparatif	15
Figure II.3: Schéma du réseau pseudo-séparatif	15
Figure II.4: Types de schémas de réseaux d'assainissement.....	18
Figure II.5 : Morphologie de réseau d'assainissement.....	18
Figure II.6 : Fossé de bord de route équipé de cunettes et de barreaux transversaux	23
Figure II.7 : Caniveau à grille.	24
Figure II.8 : Les bouches d'égout.....	24
Figure III.1 : Répartition des bassins de collecte sur Google Earth.....	27
Figure III.2 : Schéma d'ossature de calcul du bassin El Maghra 1	34
Figure III.3 : Schéma d'ossature de calcul du bassin El Maghra 2	35
Figure III.4 : Exemple d'un mécanisme de réservoir de chasse	40
Figure III.5 : Représentation de l'emplacement de la station de relevage avec Google Earth.....	42
Figure IV.1 : coupe de perspective d'une fouille avec conduite	55

LISTE DES ABRÉVIATIONS

APC : Assemblée Populaire Communale.

RGPH : Le Recensement Général de la Population et de l'Habitation.

T : Le taux d'accroissement annuel de la population en (%)

PVC : Poly Vinyle Chloride.

Qmoyj : Débit moyen journalier (m^3/s).

Cp : Coefficient de pointe

D : Dotation journalière en eau potable.

Qp : débit de pointe (m^3/s).

Ks : Coefficient de rugosité.

Qps : débit à plein section (m^3/s).

Vps : vitesse à plein section (m/s).

rH : rapport des hauteurs.

rQ : rapport des débits.

rV : rapport des vitesses.

H : Hauteur de remplissage (m) (hauteur d'eau)

Qmin : Débit moyen actuel corrigé (l/s).

STEP : Station d'Epuration.

CV : Condition vérifiée.

CNV : Condition non vérifiée.

DN : Diamètre normalisé ou commercial (m).

D_{ext} : Diamètre extérieur de la conduite

L : La longueur de la conduite.

I : La pente de la conduite.

Re : Nombre de Reynolds.

Pt : population à l'horizon futur.

P0 : population de référence.

TVA : taxe de valeur ajoutée.

TTC : toutes taxes compris.

PN10 : pression nominale de 10 bars

PN06 : pression nominale de 6 bars

V.R.D : Voirie et Réseaux Divers.

INTRODUCTION GÉNÉRALE

Introduction générale

À travers l'histoire, les épidémies infectieuses ont représenté une menace majeure pour l'humanité, incitant les sociétés à rechercher leurs causes. Il a été établi que la pollution issue de l'évacuation des eaux usées constituait un facteur clé dans la propagation de ces maladies. C'est dans ce contexte que les systèmes d'assainissement urbain ont progressivement vu le jour et se sont développés au fil du temps.

L'objectif fondamental de l'assainissement urbain est de préserver la santé publique et de protéger l'environnement en assurant une gestion efficace des eaux usées en milieu urbain. Pour y parvenir, plusieurs paramètres doivent être maîtrisés :

- Une connaissance approfondie des infrastructures du réseau et de leur fonctionnement.
- L'estimation des volumes d'eau à collecter, à évacuer et à traiter.
- L'analyse du niveau de pollution des eaux usées provenant de diverses sources afin d'adapter les traitements nécessaires.

L'étude de diagnostic d'un réseau d'assainissement permet d'identifier ses éventuelles faiblesses et dysfonctionnements, dans le but d'optimiser ses performances et d'assurer sa pérennité.

Dans cette optique, notre travail pour objet d'étudier le réseau d'assainissement des eaux usées domestique de localité EL MAGHRA commune de BOUKHELIFA. Cette étude repose sur la collecte d'informations essentielles afin de constituer une base de données avancée, pour faciliter les calculs hydrauliques et l'élaboration d'un plan de réhabilitation efficace.

CHAPITRE I

PRÉSENTATION DU SITE ET ÉTUDE DE DIAGNOSTIC

Chapitre I : Présentation du site et étude de diagnostic

I.1 Introduction

Avant d'entreprendre tout projet d'assainissement, une étude approfondie du site s'avère indispensable. Cette analyse permet de mieux appréhender les caractéristiques physiques de la zone concernée ainsi que les différents éléments susceptibles d'influencer la conception et la mise en œuvre du projet.

En effet, chaque site présente des spécificités qui impactent directement le système d'assainissement. Ces particularités peuvent être regroupées en plusieurs catégories :

- Les données naturelles du site ;
- Les informations relatives à l'agglomération ;
- Les prévisions d'évolution et de développement futur de l'agglomération ;
- Les caractéristiques spécifiques liées à l'assainissement. [1]

L'étude du site constitue une étape fondamentale dans le choix de la meilleure solution pour l'aménagement hydraulique de la ville. Ainsi, une présentation détaillée de l'agglomération s'avère indispensable afin de mener à bien l'analyse diagnostique du réseau d'assainissement des eaux usées de localité El MAGHRA de la commune de BOUKHELIFA.

I.2 présentation du site

I.2.1 situation géographique

Notre étude concerne l'étude du réseau d'assainissement séparatif des eaux usées de la localité El MAGHRA, commune de BOUKHELIFA.

BOUKHELIFA est une commune algérienne, située dans wilaya de BEJAÏA. La commune de BOUKHELIFA est essentiellement composée des anciens territoires de deux tribus, les Ath Slimane à l'Est de l'Oued DJEMAA et les ATH BIMUN à l'Ouest. [2]



Figure I.1 : Communes limitrophes de BOUKHELIFA

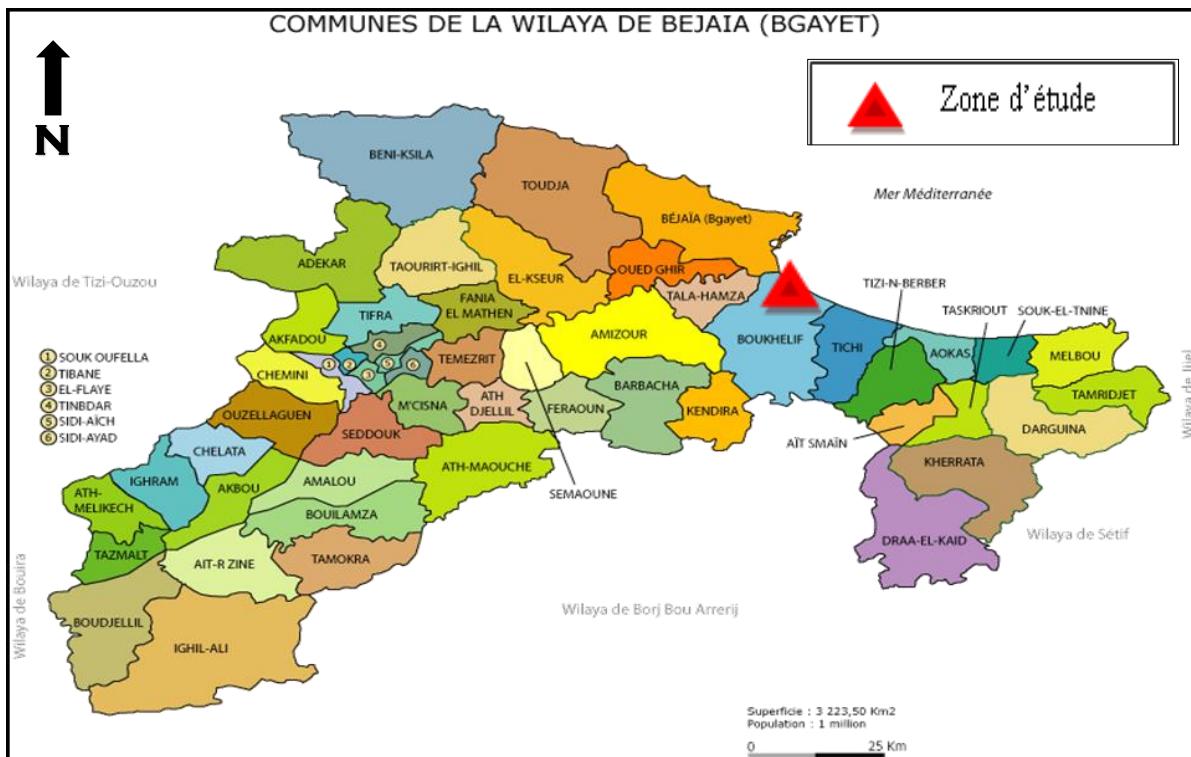


Figure I.2 : Délimitation de la commune de BOUKHELIFA

La localité El MAGHRA est située au Nord-Est de la commune de BOUKHELIFA, au bord de la mer entre TALENJASTH et El DJABIA, à environ 12 Km de la ville de Bejaïa. [3]

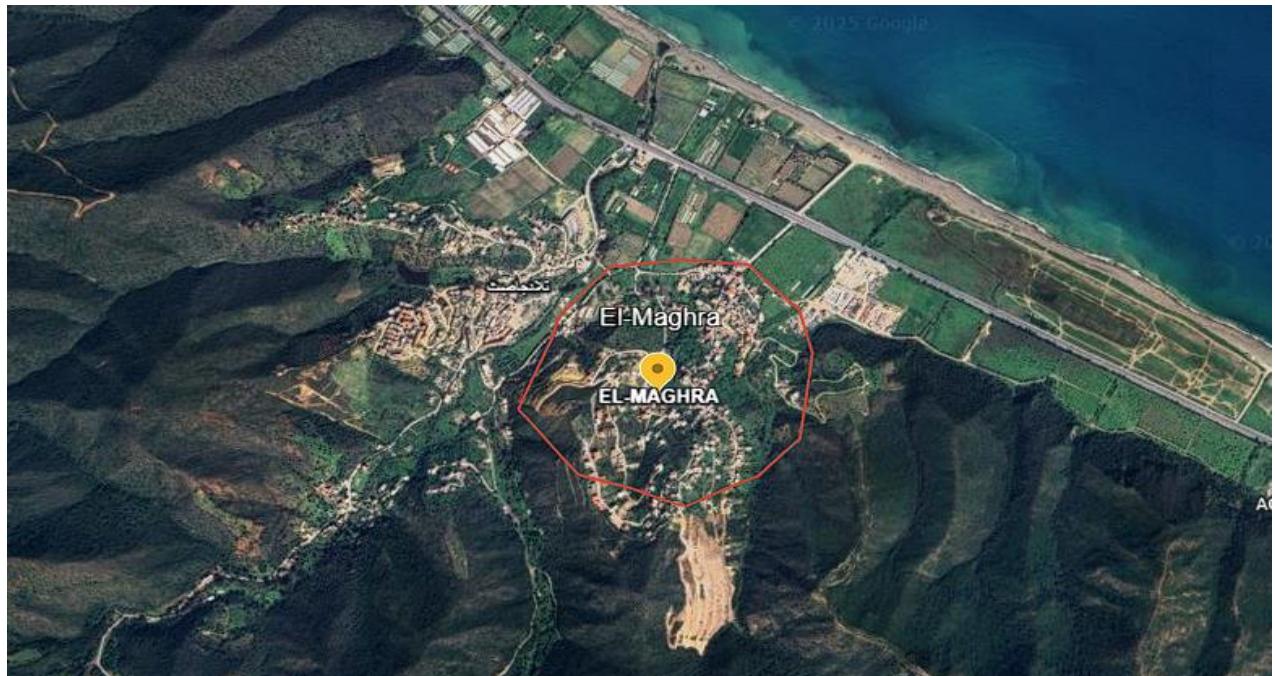


Figure I.3: Délimitation de la localité EL MAGHRA avec Google Earth

I.2.2 Situation climatique

Un climat tempéré chaud est présent à BOUKHELIFA, les précipitations sont plus importantes en hiver qu'en été. Sur l'année, la température moyenne est de 15,8 °C, et la précipitation moyenne est de 891mm. Ce climat caractérise toutes les localités de la commune, y compris la région de notre zone d'étude EL MAGHRA. [4]

- **Climat** : La zone d'étude est caractérisée par un climat tempéré méditerranéen divisés en deux saisons :
 - ✓ Un hiver doux et pluvieux d'Octobre à Mars
 - ✓ Un été chaud et humide d'Avril à Septembre, la saison sèche est caractérisée par une longue période de sécheresse qui peut durer de trois à quatre mois.
- **Précipitation** : les précipitations sont plus importantes en hiver qu'en été sur l'année avec une moyenne de 135mm en mois de décembre et avec seulement 3mm de précipitation en juillet qui est le mois le plus sec.

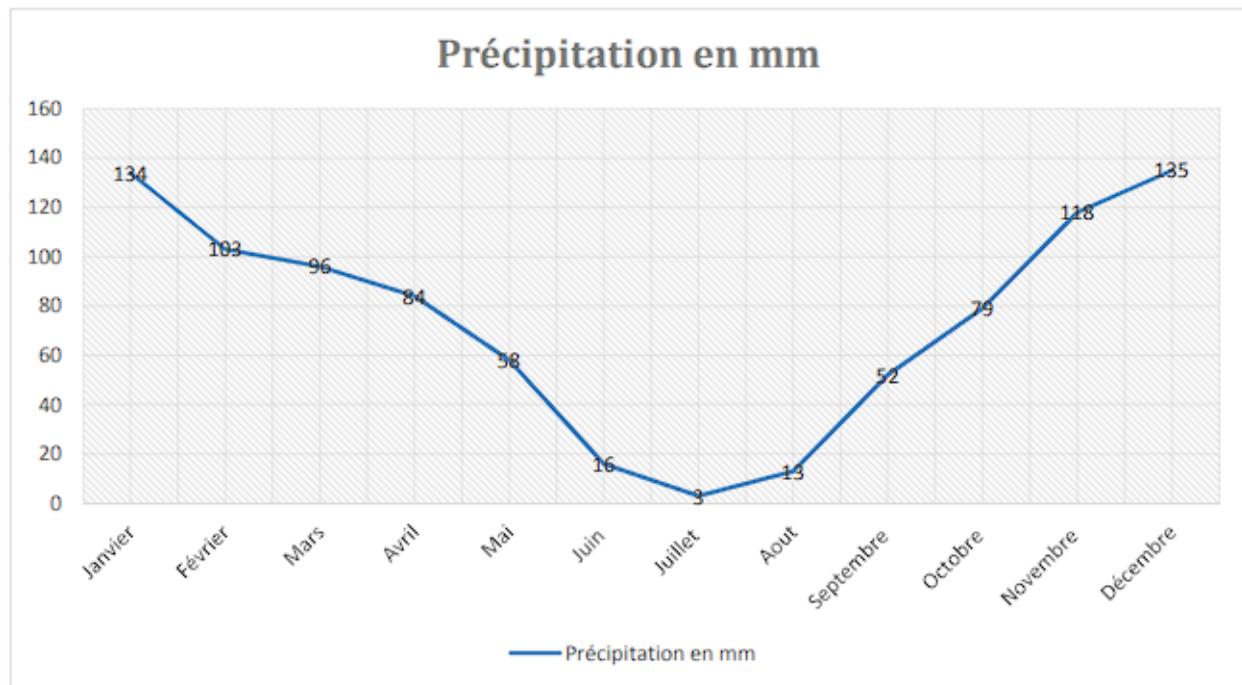


Figure I.4 : représentation graphique des précipitations de la zone d'étude

- **Température** : La température moyenne de cette région est de l'ordre de 10°C en hiver et de 23°C en été. La figure ci-dessous nous donne les températures moyennes mensuelles.

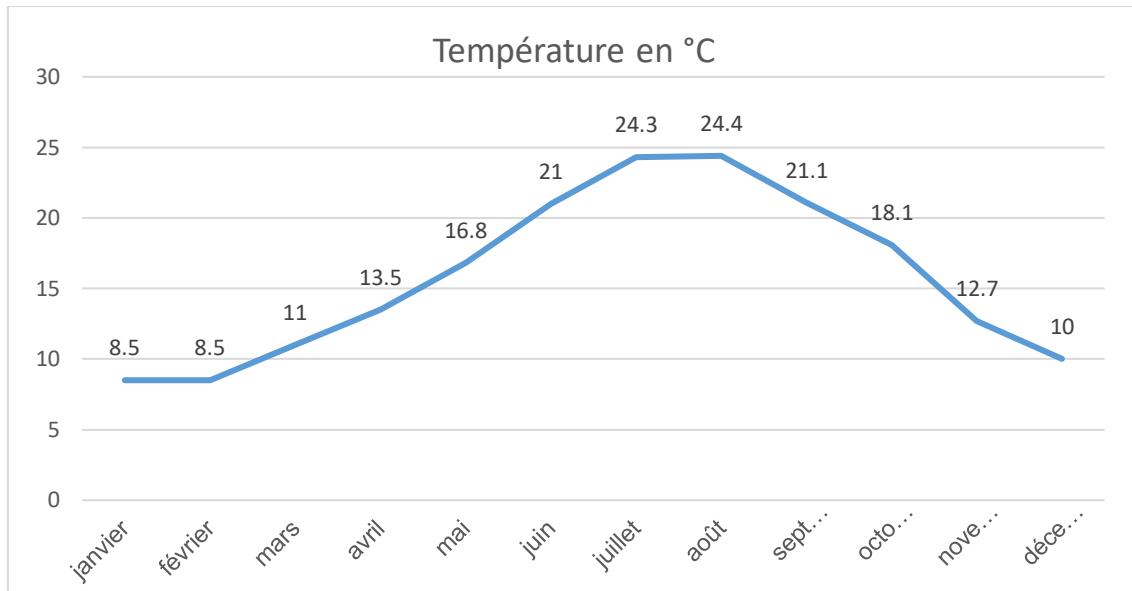


Figure I.5: représentation graphique des températures de la zone d'étude

I.2.3 Relief

Le relief de la commune de BOUKHELIFA est formé d'un terrain accidenté et en grande majorité d'une chaîne de montagnes couvertes de forêts de chênes, pins, saules, ormes et d'oliviers, ces montagnes entourent quelques plaines étroites.

Le relief autour d'El Maghra se caractérise par une zone de collines moyennement élevées, entaillées de ravins et de vallons qui se dirigent vers la mer. Les pentes sont relativement fortes par endroits, notamment au sud-ouest, où les altitudes augmentent davantage.



Figure I.6: Relief de EL MAGHRA

I.2.4 Situation démographique

I.2.4.1 population

Selon le (R.G.P.H 2008), la commune de Boukhelifa comptait 8766 habitants. Et la localité de El Maghra recensait 2475 habitants. Avec un taux d'accroissement de 1.3 %. [20]

I.2.4.2 Estimation de la population future de la zone d'étude

Afin d'estimer le nombre d'habitants futur, nous appliquons la formule des accroissements ci-dessous :

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

D'où

Pt : population à l'horizon futur ;

P_0 : population de référence (au dernier recensement) ;

n : c'est la différence entre l'année de référence et l'horizon futur ;

T : taux de croissance de la population considérée.

Tableau I.1 : la population future de la zone d'étude

Horizons	(2008)	Actuel (2025)	Long terme (2075)
Nombre d'habitants (El Maghra)	2475	3083	5881

I.3 Etude de diagnostic

I.3.1 Introduction

Après avoir fourni les informations disponibles sur la zone du projet (la localité El Maghra), nous procèderons maintenant vers une étude de diagnostic de l'ancien réseau d'assainissement de notre zone d'étude.

I.3.2 Le diagnostic du réseau d'assainissement

Le diagnostic du réseau d'assainissement est une démarche visant à évaluer l'état physique général et le fonctionnement hydraulique d'un système d'évacuation des eaux usées ou pluviales. Cette analyse permet de détecter les défauts, les dysfonctionnements et les risques susceptibles de porter atteinte à l'environnement ou à la santé publique.

I.3.3 Objectifs de l'étude de diagnostic

L'étude de diagnostic a pour principal objectif d'évaluer à la fois l'état physique des infrastructures et la performance hydraulique du réseau. Elle vise notamment à :

- Protéger les biens et les personnes, en particulier les ressources en eau telles que les puits, les sources et les nappes souterraines
- Améliorer la fiabilité du réseau ;
- Optimiser le rendement global du système ;
- Garantir une gestion efficace et un entretien durable du réseau.

I.3.4 Etude de diagnostic de la zone d'étude

Le diagnostic réalisé sur le réseau d'assainissement existant de la localité d'El Maghra a révélé une situation préoccupante sur les plans sanitaire et environnemental. En effet, le réseau en place est ancien, incomplet et largement inefficace, ne permettant pas la collecte des eaux usées provenant des constructions et habitations de la localité. En l'absence d'un système collectif fonctionnel, les habitants ont recours à des fosses septiques individuelles qui, dans la plupart des cas, ne répondent pas aux normes d'hygiène et de sécurité. Pire encore, les eaux usées sont souvent directement déversées dans les ravins avoisinants, lesquels se jettent sans traitement préalable dans la mer, contribuant ainsi à une pollution significative du littoral et de l'environnement marin. Ce mode de gestion anarchique des eaux usées constitue une menace réelle pour la santé publique et la préservation des ressources naturelles. Dans le cadre de notre étude, des visites de terrain ont été effectuées, accompagnées de prises de photographies illustrant certaines fosses septiques actuellement utilisées par les habitants, ainsi que quelques regards situés sur le seul tronçon du réseau conforme aux normes, soulignant l'état contrasté des infrastructures. Ce petit tronçon, bien réalisé, comporte des regards à chaque déviation et permet une collecte efficace des eaux usées des habitations voisines. Toutefois, cette portion fonctionnelle demeure isolée et ne saurait répondre aux besoins globaux de la localité. Ainsi, la zone d'étude est considérée comme un nouveau projet d'assainissement à concevoir et à mettre en œuvre intégralement, en dotant El Maghra d'un réseau collectif moderne, conforme aux normes en vigueur, capable de protéger l'environnement, de préserver la qualité des eaux marines, et de répondre efficacement aux attentes de la population locale.

I.3.4.1 les fosses septiques utilisées dans la zone d'étude

Voici quelques photos des fosses prises sur le terrain :



Figure I.7 : Fosses septiques individuelles

I.3.4.2 le tronçon existant trouvé

Les regards de ce tronçon sont en bon état. Voici quelques photos prises sur le terrain :



Figure I.8 : état des regards de tronçon trouvé

I.3.4.3 les rejets et ravins naturels

Les eaux usées de la majorité des habitants sont dirigées vers les ravins avoisinants, qui se déversent dans la mer. Voici quelques photos prises sur le terrain :



Figure I.9 :les rejets des eaux usées de la zone d'étude

I.4 Conclusion

Ce premier chapitre a permis de poser les bases nécessaires à la compréhension du projet d'assainissement de la localité d'El Maghra, située dans la commune de Boukhelifa, wilaya de Béjaïa. À travers une présentation détaillée de la situation géographique, climatique, topographique et démographique de la zone, nous avons mis en évidence les particularités du site pouvant influencer la conception du réseau d'assainissement. L'étude de diagnostic a révélé un réseau existant vétuste, incomplet et inefficace, ne répondant ni aux normes sanitaires ni aux exigences environnementales. L'utilisation généralisée de fosses septiques inappropriées, ainsi que les rejets directs d'eaux usées dans les ravins et vers la mer, soulignent l'urgence d'intervenir. Ainsi, la zone d'étude est considérée comme un nouveau projet à concevoir intégralement, en vue de doter El Maghra d'un réseau d'assainissement collectif performant, durable et respectueux de l'environnement.

CHAPITRE II

GÉNÉRALITÉS SUR LES RÉSEAUX D'ASSAINISSEMENT

Chapitre II : Généralités sur les réseaux d'assainissement

II.1 Définition des eaux usées

L'eau est altérée par l'activité humaine qu'elle soit domestique, industrielle, artisanale, agricole... En effet, après usage, l'eau est dite « polluée » et se doit d'être traitée avant de rejoindre le milieu naturel. Sans cela, elle pourrait causer de graves dommages car la capacité naturelle d'épuration des cours d'eau a pour effet de consommer l'oxygène de la rivière. Ce qui n'est pas sans conséquences sur la flore et la faune aquatiques. Lorsque l'importance du rejet excède la capacité d'autoépuration de la rivière, la détérioration de l'environnement peut être durable et les zones privées d'oxygène par la pollution entraînent la mort de la faune et de la flore ou créent des barrières infranchissables empêchant notamment la migration des poissons. La présence excessive de phosphates favorise le phénomène d'eutrophisation, soit la prolifération d'algues nuisible à la faune aquatique, pouvant rendre la baignade dangereuse et perturber la production d'eau potable. [5]

II.2 Classification et origine des eaux usées [11]

Les eaux usées se définissent comme des eaux dégradées du fait de leur utilisation domestique, industrielle, agricole ou urbaine. Elles présentent des caractéristiques physico-chimiques et biologiques variées selon leur origine. On distingue principalement trois grandes catégories, directement liées à leurs sources d'émission : les eaux domestiques, les eaux industrielles et les eaux pluviales.

II.2.1 Eaux domestiques

Issues des activités ménagères quotidiennes (toilettes, cuisines, salles de bains...), les eaux domestiques sont majoritairement porteuses de pollution organique. Elles se divisent en deux sous-groupes :

- **Les eaux ménagères** : chargées de détergents, graisses, solvants et débris organiques.
- **Les eaux vannes** : proviennent des toilettes et contiennent des matières fécales, de l'urine, des germes fécaux et des matières azotées.

Selon les estimations, chaque personne produisant de 150 à 200 litres d'eau usée par jour génère :

- 70 à 90 g de matières en suspension,
- 60 à 70 g de matières organiques,
- 15 à 17 g de matières azotées,
- 4 g de phosphore,
- Plusieurs milliards de germes pour 100 ml.

II.2.2 Eaux industrielles

Les effluents industriels varient grandement selon le type d'industrie. Ils peuvent contenir des matières organiques, des métaux lourds, des hydrocarbures, des solvants, des micropolluants toxiques ou encore des résidus chimiques. Leur rejet dans les réseaux d'assainissement est soumis à des prétraitements obligatoires pour éviter toute dégradation du réseau ou perturbation des stations d'épuration. Aujourd'hui, bien que les grandes industries soient dotées de systèmes de traitement internes, les PME restent les principales sources de pollution toxique industrielle.

II.2.3 Eaux agricoles

Les eaux agricoles proviennent des activités intensives du secteur agricole. Elles sont contaminées par :

- Des fertilisants : engrais chimiques, fumier, lisier,
- Des produits phytosanitaires : herbicides, fongicides, insecticides, etc.

Ces eaux représentent une source importante de pollution diffuse, difficilement maîtrisable, et impactent fortement la qualité des eaux souterraines et superficielles.

II.2.4 Eaux pluviales

Les eaux de pluie peuvent devenir très polluées en traversant l'atmosphère (fumées, poussières), puis en ruisselant sur les toitures et les voiries urbaines, où elles se chargent d'hydrocarbures, de métaux lourds, de résidus de pneus, etc. Dans les réseaux unitaires, elles sont souvent mêlées aux eaux usées domestiques, ce qui peut entraîner des délestages d'eaux non traitées en cas de fortes précipitations, compromettant la qualité des milieux naturels récepteurs.

II.4 Définition de l'assainissement

L'assainissement désigne l'ensemble des installations et des services visant à éliminer de manière sécurisée les excréta humains, notamment l'urine et les matières fécales. L'absence de tels dispositifs constitue une cause majeure de morbidité à l'échelle mondiale. Il est largement démontré que l'assainissement a un impact significatif et bénéfique sur la santé des individus et des communautés. Au sens plus large, l'assainissement englobe également le maintien de conditions d'hygiène adéquates, notamment à travers la collecte des ordures ménagères et l'évacuation des eaux usées, y compris celles provenant des précipitations. Il peut prendre la forme de systèmes collectifs ou reposer sur des techniques décentralisées, selon les besoins et les contextes. Sur le plan technique, l'assainissement constitue un domaine clé de l'hydrologie urbaine. Il peut être abordé sous deux angles complémentaires : d'une part, comme un ensemble d'infrastructures destinées à l'évacuation des eaux usées et pluviales d'une agglomération ; d'autre part, comme un ensemble de stratégies mises en place par les habitants pour faire face aux défis liés à la circulation de l'eau en milieu urbain, sans inclure la production ni la distribution d'eau potable. [11]

II.5 Principe d'assainissement

L'assainissement des agglomérations a pour principe d'assurer l'évacuation de l'ensemble des eaux pluviales et usées, leur collecte sous des modes compatibles avec les exigences du milieu naturel et leur transport vers une station d'épuration.

Le but de l'assainissement est de :

- Protéger l'agglomération contre les inondations ;
- Protéger le milieu naturel contre les rejets non traités ;
- Préserver la santé publique et l'environnement. [9]

II.6 L'histoire de l'assainissement

C'est à Rome que fut construit le tout premier réseau d'assainissement afin d'assainir la vallée du Forum, en lien avec l'urbanisation rapide de la capitale de l'Empire romain. La Cloacal Maxima (le « grand égout ») fut construite au 6e siècle avant notre ère pour évacuer l'eau des marécages, avant d'être transformée en véritable égout quatre siècles plus tard. Hélas, suite à la chute de l'Empire romain, ce type d'équipement public est abandonné puis oublié de tous. Pendant plus de 1500 ans, les eaux usées en Europe seront ainsi directement jetées dans la rue, provoquant au passage des épidémies fréquentes. Il faudra attendre le 19e siècle pour que s'élabore enfin une conception moderne de l'assainissement sur le continent.

En 1854, l'anglais John Snow découvre la véritable origine des épidémies de choléra qui sévissent à Londres : les eaux usées stagnantes. A partir de cette date, les grandes villes d'Europe se mettent à développer de vastes réseaux d'égouts, et à offrir l'assainissement des eaux usées à leurs citoyens. Puis, au début du 20e siècle, les scientifiques découvrent que certains organismes dans le milieu aquatique ont des capacités épuratrices, ce qui mènera à la création des premières stations d'épuration. Toutefois, il apparaît vite que l'ensemble des habitations ne pourront pas être raccordées au tout-à-l'égout, en particulier dans les villages reculés. Dès lors, des solutions alternatives commencent à voir le jour : les dispositifs d'assainissement individuels. Ces derniers sont installés par les propriétaires des logements ou par les entreprises locales. [10]

II.7 Définition des différents systèmes d'assainissement [11]

C'est l'ensemble des dispositifs et des produits utilisés et raccordés entre eux, et ce, afin d'évacuer les eaux de pluie ainsi que les eaux usées, et On distingue plusieurs types de système d'évacuation des eaux usées :

II.7.1 Système Unitaire

Il s'impose lorsqu'il n'y a pas de possibilité de concevoir économiquement un réseau des eaux pluviales de surface, c'est à dire: -Si l'exutoire est éloigné des points de collecte. -Lorsque les pentes du terrain sont faibles, ce qui impose de grosses sections aux réseaux d'égouts séparatifs. -Lorsque la proportion de surfaces imperméables (toitures, chaussées, parking, cours) est très élevée et que leurs pentes sont faibles, ce qui impose des ouvrages d'évacuation importants, où il est possible, sans dépenses supplémentaires, d'ajouter les eaux résiduaires domestiques. Il

est reconnu que le système unitaire est intéressant par sa simplicité, puisqu'il suffit d'une canalisation unique dans chaque voie publique et d'un seul branchement pour chaque habitation. Le premier flot d'orage fortement souillé, parvient jusqu'à l'aval du réseau, les déversoirs d'orages n'étant pas encore entrés en action, une partie des eaux de ruissellement est donc traitée dans la station d'épuration.

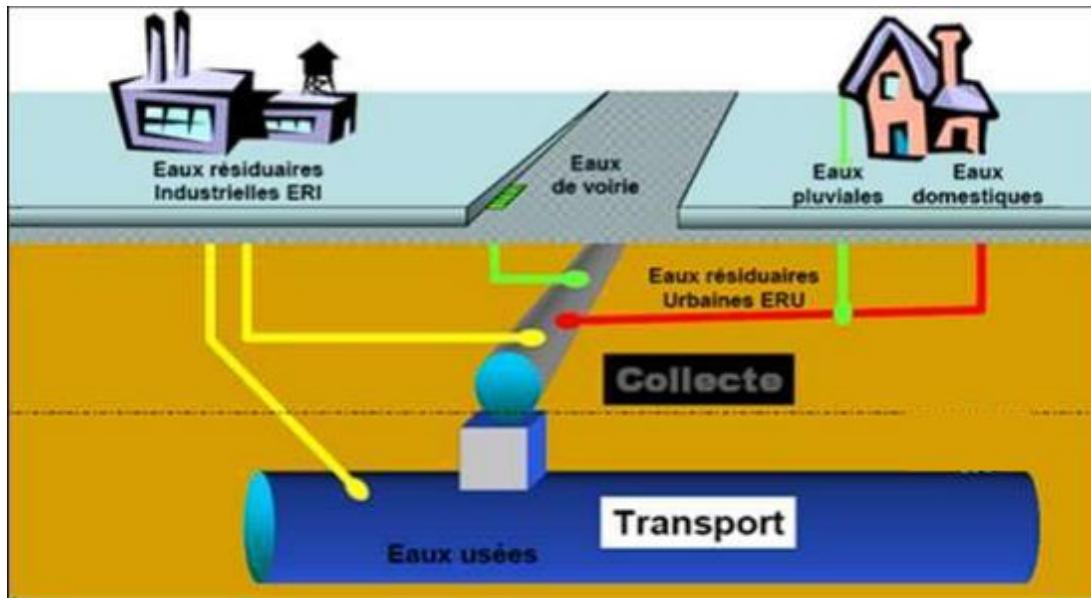


Figure II.1: Schéma du réseau unitaire

II.7.2 Système Séparatif

Le réseau séparatif consiste à spécialiser chaque réseau selon la nature des effluents. Un réseau est affecté à l'évacuation des eaux usées domestiques (eaux vannes et eaux ménagères) et des effluents industriels, sous la condition qu'ils aient des caractéristiques analogues à celles des eaux domestiques. Un autre réseau assure l'évacuation des eaux pluviales directement rejetées dans le milieu récepteur. L'origine du système séparatif est liée à la création des stations d'épuration : l'on pensait alors les alimenter avec les seules eaux usées domestiques, sans eaux parasites et sans mauvais branchements.

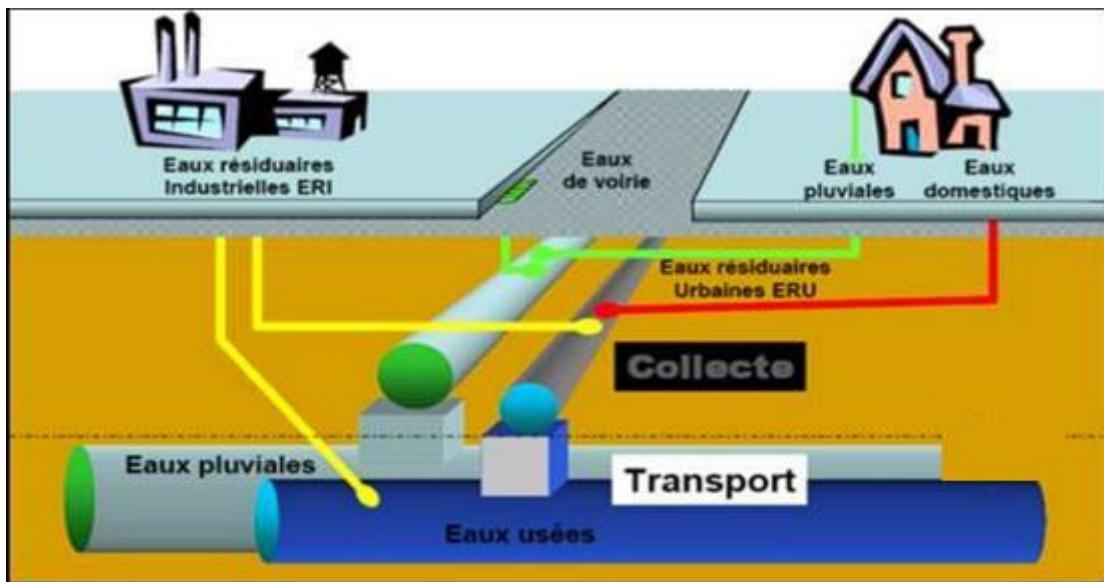


Figure II.2: Schéma du réseau séparatif

II.7.3 Système pseudo-séparatif

Les eaux météoriques y sont divisées en deux parties :

- D'une part, les eaux provenant des surfaces de voiries qui s'écoulent par des ouvrages conçus à cet effet : caniveaux, fossés, etc.
- D'autre part, les eaux des toitures, cours, jardins qui déversent dans le réseau d'assainissement à l'aide des mêmes branchements que ceux des eaux usées domestiques.

Ce système est intéressant lorsque les surfaces imperméabilisées collectives (voies, parkings, etc.) représentent une superficie importante avec de fortes pentes.

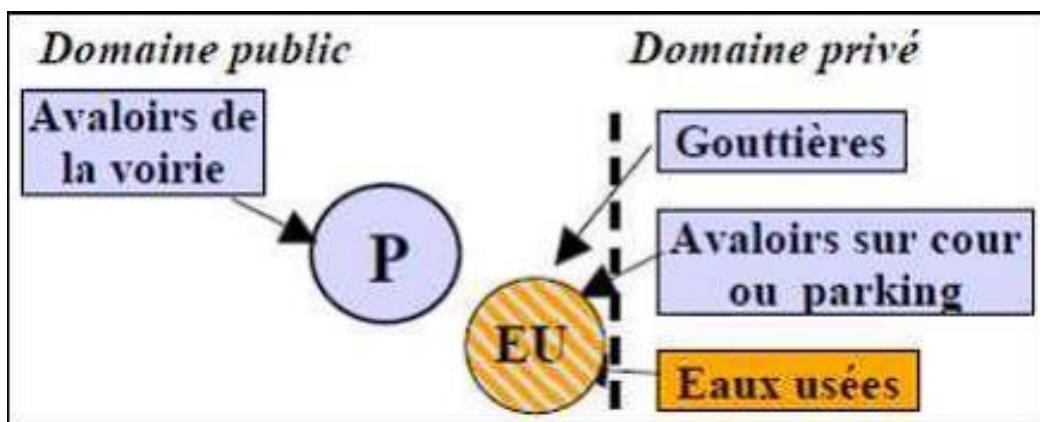


Figure II.3: Schéma du réseau pseudo-séparatif

II.7.4 Système individuel

L'assainissement individuel est le système utilisé dans les zones urbaines à faible densité dans lesquelles les eaux usées d'une habitation sont éliminées au niveau même de cette habitation ou à l'extérieur dans un terrain limitrophe.

II.8 Choix du type de canalisations [11]

Le tableau suivant donne les avantages et inconvénients des différents systèmes utilisés en assainissement :

Tableau II.1 : Avantages et inconvénients des systèmes d'assainissement

Système d'assainissement	Avantages	Inconvénients
Séparatif	- Permet d'évacuer rapidement les eaux - Assure à la STEP un fonctionnement régulier	- Risques d'erreurs de branchement - Investissement important pour la mise en place de deux réseaux
Unitaire	- Simple - Un seul réseau - Pas de risque d'erreur de branchement	- Dilution des eaux à la STEP en période pluvieuse (débit très variable) - Ouvrages importants
Pseudo-séparatif	- Eaux usées et eaux de ruissellement des habitations combinées - Pas de risque d'erreurs de branchement	- Investissement important pour la mise en place de deux réseaux
Individuel	- Possibilité d'assainissement de zones de faible densité - Investissement réduit	- Risques de pollution des eaux souterraines

II.9 Types d'assainissement [12]

Selon la nature de l'habitat et le choix de la collectivité, on distingue deux types d'assainissement : Assainissement non collectif et assainissement collectif.

➤ Assainissement non collectif

Pour une zone d'habitats dispersés, des systèmes d'assainissement sont mis en place pour chaque habitat (assainissement individuel) ou pour un groupe d'habitations (Assainissement Autonome).

➤ **Assainissement collectif**

L'assainissement collectif désigne le système d'assainissement dans lequel les eaux usées sont collectées et acheminées vers une station d'épuration pour y être traitées avant d'être rejetées dans le milieu naturel. Ce type d'assainissement comprend les réseaux de collecte et les équipements de traitement (la station d'épuration). En zone urbaine ou d'habitats regroupés, les eaux usées sont collectées dans un réseau d'assainissement et drainées vers une station d'épuration où elles sont traitées avant tout rejet dans l'environnement.

II.10 Types de schémas de réseau [11]

Bien que les réseaux d'évacuation revêtent des dispositions très diverses selon le système choisi et les contraintes, leur schéma se rapproche le plus souvent de l'un des cinq types suivants :

➤ **Schéma perpendiculaire**

Type de schéma adopté en système séparatif des eaux pluviales, son réseau est à déversement direct et perpendiculaire dans le cours d'eau. Le même schéma peut être adopté en système unitaire si aucun traitement n'est nécessaire (figure II.4; schéma a).

➤ **Schéma par déplacement latéral**

Schéma simple, il permet de transporter l'effluent en aval de l'agglomération en vue de son traitement. Les eaux sont recueillies dans un collecteur parallèle au cours d'eau. Ce type de schéma nécessite un relèvement en cas de défaut de pente (voir figure II.4 ; schéma b).

➤ **Schéma à collecteur transversal ou oblique**

Ce schéma permet aisément le report de l'effluent en aval de l'agglomération (figure II.4 ; schéma c).

➤ **Schéma par zone étagée**

Il s'agit là d'une transposition du schéma par déplacement latéral, mais avec une multiplication des collecteurs longitudinaux. Il permet de décharger les collecteurs par des apports en provenance du haut de l'agglomération (figure II.4 ; schéma d).

➤ **Schéma radial**

Les eaux usées, collectées dans un ou plusieurs points, seront évacuées vers un point éloigné de l'agglomération. Il est convenable d'adopter ce schéma pour les régions plates (figure II.4 ; schéma e)

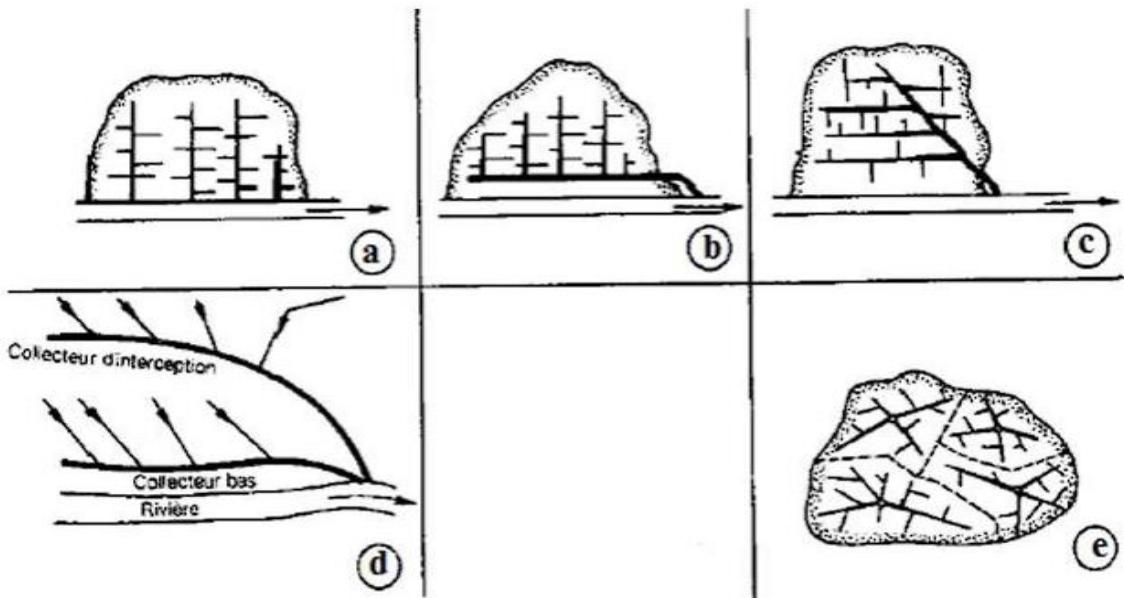
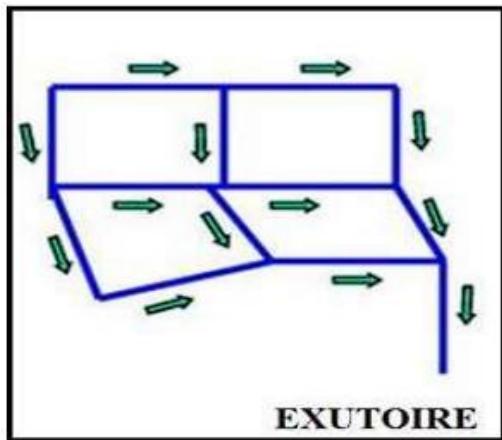


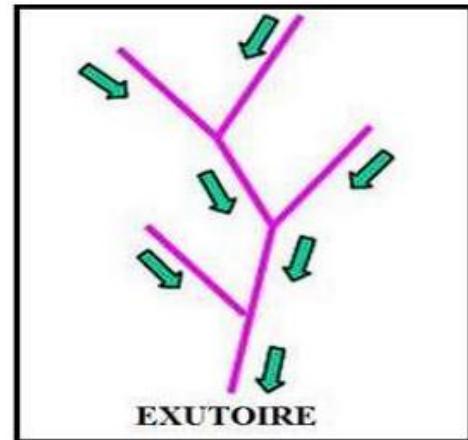
Figure II.4: Types de schémas de réseaux d'assainissement

II.11 Morphologie de réseau d'assainissement

Les réseaux peuvent avoir plusieurs formes suivant la nature du relief et celle du bassin versant et plus précisément son exutoire (exutoire unique ou multiple), d'où l'agencement des canalisations. [11]



A-Réseau maillé



B-Réseau ramifié

Figure II.5 : Morphologie de réseau d'assainissement

II.12 Canalisation circulaire

II.12.1 Conduite en béton armé [11]

Les tuyaux en béton sont fabriqués mécaniquement par un procédé assurant une compacité élevée du béton (compression radiale, vibration, centrifugation, etc.). Avant d'être qualifié « armé », un tuyau doit comporter deux séries d'armatures :

- Des barres droites appelées génératrices ;
- Des spires en hélice continues, d'un pas régulier maximal de 15 cm ;
- La longueur utile ne doit pas être supérieure à 2 m.

II.12.2 Conduite en amiante-ciment

Les tuyaux et pièces de raccordement en amiante-ciment se composent d'un mélange de ciment Portland et d'amiante en fibre fait en présence d'eau. Ce genre de canalisation se fabrique en deux types selon le mode d'assemblage : à ou sans emboîtement avec deux bouts lisses. Les diamètres varient de 60 à 500 mm pour des longueurs variant de 4 à 5 m. Les joints sont exclusivement du type préformé. [13]

II.12.3 Conduite en grès

Le grès servant à la fabrication des tuyaux est obtenu à parties égales d'argile et de sable argileux cuit entre 1200°C à 1300°C. Le matériau obtenu est très imperméable. Il est inattaquable aux agents chimiques, sauf l'acide fluorhydrique. L'utilisation de ce genre de conduite est recommandée dans les zones industrielles. La longueur minimale est de 1 m. [13]

II.12.4 Conduites en chlorure de polyvinyle (P.V.C) non plastifié

Sensibles à l'effet de température au-dessous de 0°C, les tuyaux ne sont pas non plus à l'épreuve de toute sorte de chocs. L'influence de la dilatation est spécialement importante et il doit en être tenu compte au moment de la pose. La longueur minimale est de 6 m. [13]

II.12.5 Tuyau en fibre-ciment sans pression

Les fibres que l'on mélange au ciment permettent d'obtenir un matériau composite, on le désigne couramment par l'expression « fibres-ciment ». Des ouvrages de très grande taille peuvent être fabriqués avec ce matériau. Au nombre des avantages offerts par les produits en fibre de ciment, on retient leurs dispositions constructives homogènes. [13]

II.13 Avantages et inconvénients des différents matériaux [11]

Le tableau suivant donne les avantages et inconvénients des différentes conduites utilisées en assainissement :

Tableau II.2: Avantages et inconvénients des différents matériaux

Type de matériau	Avantages	Inconvénients
BC, BV Béton comprimé ou béton vibré	- Coût modéré	- Sensible au H ₂ S- Mauvaise tenue en sols agressifs ou de mauvaise qualité - Joints médiocres : mortier - Rugosité intérieure élevée - Durée de vie faible
BVA Béton vibré armé	- Bonne qualité du béton (contrôlable) - Bonne résistance à la rupture- Éléments de 2,5 m - Rugosité intérieure moyenne (pouvant être améliorée)	- Sensible au H ₂ S- Coûts un peu plus élevés du fait de la présence d'acier- Enrobage des aciers à surveiller
BA Béton armé	- Économie d'acier- Bonne résistance - Longueur assez importante des éléments : 4 à 6 m	- Faible résistance aux agressions mécaniques- Lourd
AC Amiante-ciment	- Poids du mètre linéaire réduit- Bonne résistance à la corrosion - Très imperméable- Éléments de 5 m	- Sensible au H ₂ S - Résistance moyenne à l'écrasement- Mauvaise résistance aux eaux agressives - Gamme des diamètres ne dépasse pas 1000 mm
PVC	- Très résistant au H ₂ S- Résistance mécanique suffisante - Très léger- Très imperméable	- Cher pour diamètre > 400 mm

II.14 Choix du type de canalisation [11]

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

- De la pente du terrain ;
- Des diamètres utilisés ;
- De la nature du sol traversé ;
- De la nature chimique des eaux usées transportées ;
- Des efforts extérieurs dus sur remblai.

II.15 Choix d'un système d'assainissement [11]

Choix d'un système repose essentiellement sur les points suivants :

- Données relatives au site telle la topographie, la nature du sol, le régime des nappes ;
- Données pluviométriques ;
- Données relatives à la croissance démographique et au développement ;
- Données urbanistique ;
- Données économiques et financières.

On a adopté pour notre projet le système séparatif des eaux usées, parce que l'agglomération n'est pas urbanisée et les eaux pluviales sont dirigé vers les canaux et les fossés, ce choix est imposé vues ces inconvénients minimes et son coût moyen.

II.16 Principe du tracé du réseau [14]

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

- La topographie du site ;
- L'implantation des canalisations dans le domaine public ;
- Les conditions de rejet ;
- L'emplacement des cours d'eau et talweg ;
- L'emplacement du cours d'eau ou de la station d'épuration ;
- La profondeur des canalisations doit elle aussi répondre à certains critères comme ;
- La profondeur des caves avoisinante ;
- L'extension tissus urbain ;
- La résistance de la canalisation aux efforts physique et au gel.

II.17 Tracé du réseau d'assainissement [14]

Le tracé du réseau d'un réseau d'assainissement se fait selon les critères suivants :

- Suivre autant que possible le plan de la voirie ;
- Distance max entre 2 regards de visite : 70m pour les eaux pluviales et 50m pour les eaux usées ;
- Regard de visite aux changements de pente et de direction ;
- Couverture minimale des canalisations : 80 cm ;

- Suivre si possible la pente naturelle ;
- Pente minimale de 2 mm/m pour les eaux usées et 4 mm/m pour les eaux pluviales ;
- Diamètre minimal : réseau d'eaux usées Ø200 mm et Ø300 mm pour le réseau pluvial ou unitaire ;
- Diamètres croissants d'amont en aval ;
- Délimiter les sous bassins versants drainés par chaque tronçon.

II.18 Les ouvrages annexes

Les ouvrages annexes ont une importance considérable dans l'exploitation rationnelle des réseaux d'égout. Ils sont nombreux et obéissent à une hiérarchie de fonction très diversifiée:

Fonction de recette des effluents, de fenêtres ouvertes sur le réseau pour en faciliter l'entretien, du système en raison de leur rôle économique en agissant sur les surdimensionnements et en permettant l'optimisation des coûts. [15]

Les ouvrages annexes sont considérés selon deux groupes :

- Les ouvrages normaux.
- Les ouvrages spéciaux.

II.19 Les ouvrages normaux

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

II.19.1 Les branchements

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

- ❖ Un regard de façade qui doit être disposé en bordure de la voie publique et au plus près de la façade de la propriété raccordée pour permettre un accès facile aux personnels chargés de l'exploitation et du contrôle du bon fonctionnement.
- ❖ Des canalisations de branchement qui sont de préférence raccordées suivant une oblique inclinée à 45° ou 60° par rapport à l'axe général du réseau public.
- ❖ Les dispositifs de raccordement de la canalisation de branchement sont liés à la nature et aux dimensions du réseau public. [16]

II.19.2 Regards

Les regards sont en fait des fenêtres par lesquelles le personnel d'entretien pénètre pour assurer le service et la surveillance du réseau. Ce regard varie en fonction de l'encombrement et de la pente du terrain ainsi que du système d'évacuation. [13]

- Regard simple: Pour raccordement des collecteurs de mêmes diamètres ou de diamètres différents ;
 - Regard latéral: en cas d'encombrement du V.R.D ou collecteurs de diamètre important ;
 - Regard double: pour un système séparatif ;
 - Regard toboggan : en cas d'exhaussement de remous ;
 - Regard de chute: à forte pente.
- ❖ La distance entre deux regards est variable :
- 35 à 50 m en terrain accidenté ;
 - 50 à 80 m en terrain plat.
- ❖ Les regards doivent être installés sur les canalisations
- A chaque changement direction ;
 - A chaque jonction de canalisation ;
 - Aux points de chute ;
 - A chaque changement pente ;
 - A chaque changement diamètre.



Figure II.6 : Regard préfabriqué enterré

II.20 Les ouvrages spéciaux

II.20.1 Dégrilleurs

Les dégrilleurs sont des appareillages destinés à retenir les corps plus ou moins volumineux transités par les eaux d'égout et ce, avant un lieu où ils seraient une nuisance importante (siphon par exemple).

Ils comprennent :

- ❖ Une pré-grille fixe destinée à retenir les déchets les plus lourds ou volumineux et située à la moitié inférieure du plus haut niveau des eaux ;
- ❖ Une grille mécanique à commande automatique, destinée à retenir les flottants et les corps peu volumineux, lesquels sont stockés dans un conteneur pour évacuation à la charge, et dont la section est égale à celle du collecteur. [9]

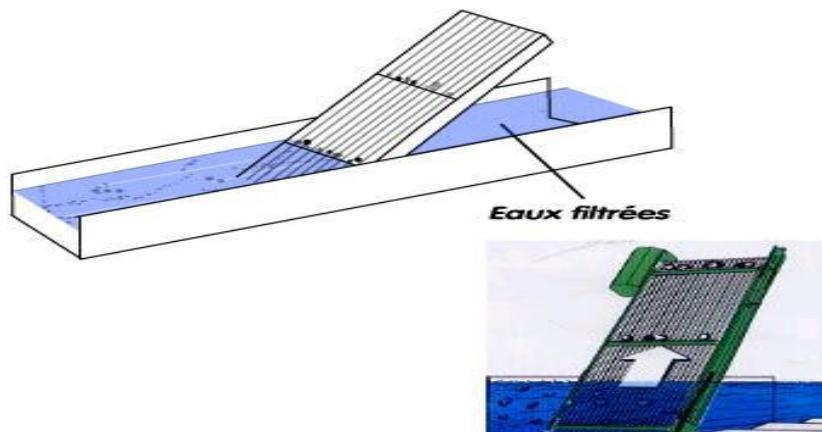


Figure II.7 : Dégrillage

II.20.2 Bassins de dessablement

Ce sont des ouvrages qui doivent être placés à l'aval des collecteurs secondaires pour ne pas laisser les sables déboucher dans les collecteurs principaux, pour ne pas éroder les parois et pour éviter les fermentations des éléments végétaux. [16]

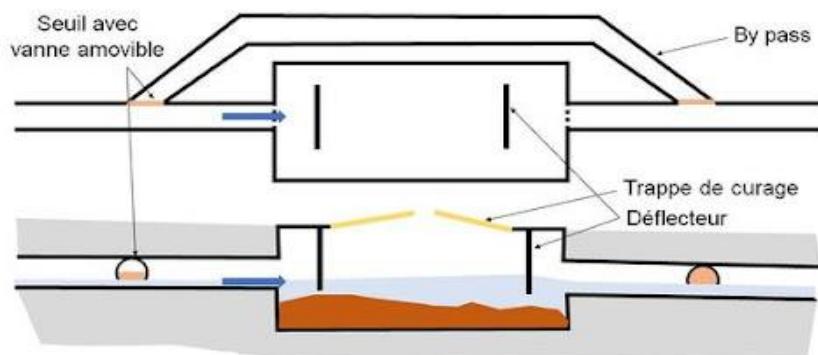


Figure II.8: Bassin de dessablement

II.21 Conclusion

Ce chapitre a permis de présenter les notions essentielles relatives aux réseaux d'assainissement. Il a d'abord défini les différentes sources de pollution de l'eau, qu'elles soient d'origine domestique, industrielle, agricole ou atmosphérique. Ensuite, il a précisé le rôle crucial de l'assainissement dans la préservation de la santé publique, de l'environnement et de la qualité de vie en milieu urbain et rural.

Les différents types de systèmes d'assainissement (unitaire, séparatif, pseudo-séparatif et individuel) ont été analysés, chacun avec ses avantages, ses limites et ses conditions d'implantation. Les schémas de réseau et les morphologies ont été abordés pour montrer comment adapter les tracés au relief, à l'urbanisation et aux besoins en collecte et en évacuation des eaux usées.

Une attention particulière a également été portée au choix des matériaux de canalisations, aux critères de sélection technique et économique, ainsi qu'aux ouvrages annexes indispensables au bon fonctionnement du réseau (regards, branchements, etc.).

À l'issue de cette étude, et compte tenu des caractéristiques de la localité El Maghra, le système séparatif des eaux usées a été retenu. Ce choix s'explique par sa meilleure efficacité hydraulique, son coût modéré et sa compatibilité avec les spécificités du site.

CHAPITRE III

CALCUL HYDRAULIQUE ET DIMENSIONNEMENT DU RÉSEAU

Chapitre III : Dimensionnement du réseau et Calcul hydraulique

III.1 Introduction

Le dimensionnement des réseaux d'assainissement présente une grande complexité en raison de la diversité des éléments qui les composent (sections, pentes), ainsi que de la présence de nombreuses singularités telles que les branchements, jonctions, bifurcations, seuils et chutes. À cela s'ajoute la coexistence de systèmes différents, qu'ils soient séparatifs ou unitaires, et des apports très variables dans le temps. Ces variations influencent constamment le profil de la ligne d'eau ainsi que les capacités de transfert du réseau. Par conséquent, il est nécessaire de réaliser des calculs précis à chaque tronçon et à chaque nœud hydraulique.

L'expérience a montré que la plupart des dysfonctionnements observés sur les réseaux d'assainissement existants résultent, en grande partie, d'erreurs initiales de conception et de dimensionnement. C'est pourquoi la conception d'un système d'assainissement, qu'il fonctionne à écoulement libre ou en charge, ainsi que le contrôle des réseaux en service, doivent être réalisés avec une grande rigueur. L'utilisation d'outils informatiques est fortement recommandée pour faciliter ces opérations, sans toutefois dispenser le concepteur de bien maîtriser les principes et les calculs fondamentaux.

Le dimensionnement d'un réseau d'évacuation des eaux usées repose généralement sur une démarche en deux étapes :

- ❖ Le calcul des débits de projet, permettant de déterminer les capacités d'évacuation du réseau ainsi que son aptitude à l'autocourage ;
- ❖ Le dimensionnement des sections des ouvrages, à partir des débits obtenus et en tenant compte des pentes disponibles.

III.2 Procédure de calcul du débit des eaux usées domestiques

Le dimensionnement hydraulique d'un réseau simplifié destiné à l'évacuation des eaux usées d'une zone déterminée repose sur l'élaboration d'une note de calcul. Pour accompagner le concepteur dans cette démarche, une procédure de calcul structurée est suivie, permettant de progresser étape par étape tout au long du projet. [19]

III.2.1 Estimation de la population des bassins de collecte

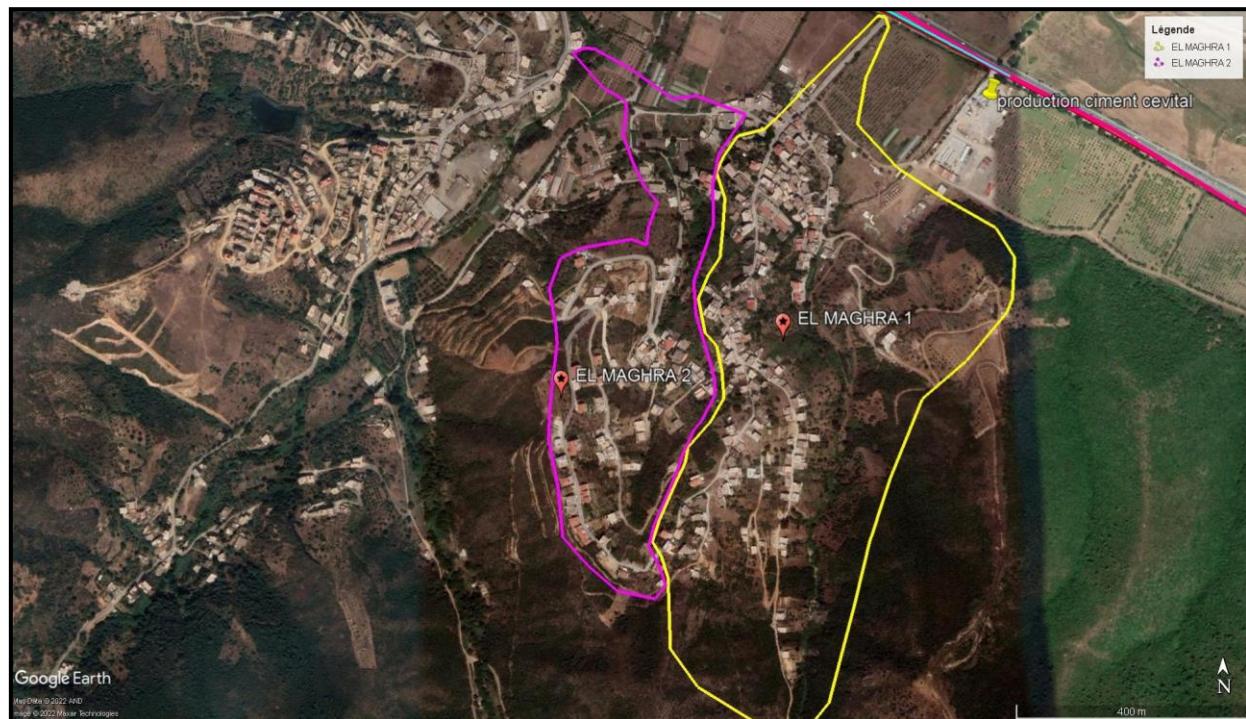
On a répartie la zone d'étude en deux bassins de collecte (El Maghra 1 et El Maghra 2).

Le tableau III.1 présente la répartition de la population sur les deux bassins.

La figure III.1 ci-dessus montre la délimitation des bassins.

Tableau III.1 : Estimation de la population à différents horizons

Bassins	Horizons	Actuel (2025)	Moyen terme (2050)	Long terme (2075)
El Maghra 1	Nombre d'habitants	2145	2963	4092
El Maghra 2	Nombre d'habitants	938	1296	1789

**Figure III.1 : Répartition des bassins de collecte sur Google Earth**

III.2.2 Estimation du débit moyen actuel

Le débit moyen actuel se détermine à partir de débit moyen de la consommation d'eau suivant cette formule :

$$Qma = \frac{(Da \times (1 - Pa) \times Nha)}{86400}$$

Avec :

- Qma : débit moyen actuel (l/s)
- Da : dotation actuelle (l/j//hab)
- Pa : pertes actuelles
- Nha : nombre d'habitants actuels

La consommation prévisible est très délicate pour les besoins journaliers en eau. La littérature donne : [19]

- 150 l/hab./j pour une petite agglomération
- 200 l/hab./j pour une ville de plus de 10000 habitants
- 250 l/hab./j pour une ville de plus de 50000 habitants
- 300 l/hab./j pour une ville de plus de 150000 habitants

Tableau III.2 : Estimation du débit moyen actuel de la zone d'étude

ZONES	nombre d'habitants actuels	dotation actuelle (l/j//hab)	pertes actuelles (%)	débit moyen actuel (l/s)
El Maghra 1	2145	150	20	2.979
El Maghra 2	938	150	20	1.302

❖ Estimation Débit des équipements

Tableau III.3 : Estimation du débit moyen des équipements

équipement	capacité	consommation	Débit moyen rejeté	Débit de pointe
Ecole primaire	200	20 l/j/élève	0.037 l/s	0.148 l/s
Mosquée	300	50 l/j/fidèle	0.138 l/s	0.552 l/s
Lavage auto	15	60 l/j/voiture	0.008 l/s	0.032 l/s

III.2.3 Estimation du débit moyen futur

Le débit moyen d'avenir est lié aux caractéristiques de la consommation d'eau de la population estimée à l'horizon de l'étude [19]

$$Qmf = \frac{(Df \times (1 - Pf) \times Nh) }{86400}$$

Avec :

Qmf : débit moyen futur (l/s)

Df : dotation future (l/j//hab)

Pf : pertes futures

Nhf : nombre d'habitants futurs

Tableau III.4 : Estimation du débit moyen futur de la zone d'étude

Bassins de collecte	nombre d'habitants futures	dotation future (l/j/hab)	pertes futures (%)	débit moyen future (l/s)
El Maghra 1	4092	200	30	6.63
El Maghra 2	1789	200	30	2.899

III.2.4 Estimation du débit de pointe

Il est estimé par la formule : [19]

$$Q_p = C_p \times Q_m$$

Avec : Q_p : débit de pointe (l/s)

C_p : coefficient de pointe ($C_p \leq 4$)

Q_m : débit moyen

Ce coefficient peut s'exprimer par la formule suivante : [19]

$$C_p = a + \frac{b}{\sqrt{Q_p}}$$

a = 1,5 : paramètre exprimant la limite inférieure à ne pas dépasser lorsque le débit moyen futur est très grand.

b = 2,5 : paramètre exprimant l'augmentation de Q_p lorsque Q_m est très petit.

❖ Remarque (1) : Il faut distinguer de façon nette entre la consommation actuelle et celle d'avenir. Elles sont en fonction de plusieurs facteurs dont les principaux sont :

- Type d'habitation ;
- Densité de la population ;
- Conditions climatiques, ...etc. [19]

III.2.5 Calcul du débit spécifique

Lorsque le débit moyen futur est estimé, il est ensuite distribué d'une façon homogène sur toutes les longueurs des canalisations du bassin considéré. On a enfin, un débit spécifique par mètre linéaire : [19]

$$Q_s = \frac{Q_{mf}}{\sum L_i}$$

Avec :

- Q_s : débit spécifique (l/s.m)
- Q_{mf} : débit moyen futur (l/s)
- $\sum L_i$: somme des longueurs des tronçons (m)

III.2.6 Calcul du débit de route des tronçons

Le débit de route représente le débit que reçoit la conduite sur toute sa longueur : [19]

$$Q_{ri} = Q_s \times L_i$$

Tel que :

- Q_{ri} : débit de route du tronçon « i »
- Q_s : débit spécifique (l/s.m)
- L_i : longueur du tronçon « i »

III.2.7 Calcul du débit moyen entrant

Le débit moyen entrant correspond à la quantité d'eau acheminée par la conduite via son nœud amont. Si aucune canalisation n'est connectée en amont de la conduite en question, ce débit est alors considéré comme nul. Il est donc indispensable de se référer au schéma du réseau d'assainissement pour identifier précisément les débits qui arrivent au niveau du nœud amont de la conduite étudiée. [19]

$$Q_{me_i} = \sum Q_{ri} \text{ (Avec un cumul)}$$

Avec :

- Q_{me_i} : débit moyen entrant au tronçon « i »
- Q_{ri} : débit de route du tronçon « i »

III.2.8 Calcul du débit moyen sortant

Le débit moyen sortant représente la somme des débits quittant le nœud aval de la conduite considérée. Il est déterminé à l'aide de la relation suivante : [19]

$$Q_{msi} = Q_{mei} + Q_{ri}$$

Avec :

- Q_{msi} : débit moyen sortant au tronçon « i »
- Q_{mei} : débit moyen entrant au tronçon « i »
- Q_{ri} : débit de route du tronçon « i »

III.2.9 Calcul du coefficient de pointe entrant et sortant

Une fois le débit moyen journalier (Q_{mj}) déterminé en un point donné du réseau, on calcule le coefficient de pointe entrant (C_{pe}) et sortant (C_{ps}). Ce coefficient correspond au rapport entre le débit de pointe entrant (Q_{pe}) et sortant (Q_{ps}) et le débit moyen journalier au même point, selon la formule suivante : [19]

$$C_{pe}(C_{ps}) = \frac{Q_{pe}(Q_{ps})}{Q_m}$$

Ce coefficient peut s'exprimer par la formule suivante :

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

Dans laquelle : Q_m en (l/s).

On adoptera la valeur ($a=1,5$) et ($b=2,5$).

III.2.10 Calcul du débit de pointe pour chaque tronçon

Le débit de pointe Q_{pi} pour chaque tronçon est obtenu en calculant la moyenne arithmétique entre le débit de pointe entrant Q_{pei} (en amont) et le débit de pointe sortant Q_{psi} (en aval), selon la relation suivante : [19]

$$Q_{pi} = \frac{Q_{pei} + Q_{psi}}{2}$$

III.3 Contraintes de calage des réseaux d'eaux usées [19]

Les réseaux d'eaux usées utilisent généralement des canalisations de section circulaire. Leur mise en œuvre doit respecter les contraintes suivantes :

Diamètre minimal : fixé à 200 mm afin de limiter les risques de colmatage.

Pente minimale : 0,002 m/m, pour garantir un écoulement gravitaire suffisant.

Pompage : dans certains cas, un relèvement des eaux par station de pompage peut s'avérer nécessaire.

Couverture minimale : la canalisation doit être enterrée à une profondeur d'au moins 80 cm. Si cette profondeur n'est pas atteinte, une dalle de répartition en béton doit être mise en place pour la protéger contre les charges roulantes.

Regards de visite : implantés tous les 70 à 80 mètres maximum, afin de permettre l'entretien par hydro curage ou inspection vidéo. La distance standard recommandée est de 50 mètres.

Implantation des regards : un regard doit être prévu à chaque changement de pente ou de direction du réseau.

Vitesse maximale d'écoulement : limitée à 4 m/s pour éviter l'abrasion prématuée des conduites.

III.4 Dimensionnement des diamètres des canalisations

Une fois les débits de pointe et les pentes des canalisations déterminées, le choix des sections peut être effectué aisément à l'aide de l'abaque de Bazin. Les diamètres sont alors ajustés en fonction des dimensions standards disponibles sur le marché, ce qui permet d'obtenir, dans certains cas, une capacité d'écoulement excédentaire. Il est à noter que le diamètre minimal retenu pour les canalisations est de 200 mm. [19]

III.4.1 Les abaques de l'instruction technique de 1977 [annexe 1]

Elles représentent la relation de Chézy $V = C \cdot \sqrt{Rh} \cdot J$ complétée par la formule de Bazin :

$$C = 87 \cdot \sqrt{Rh} \cdot \gamma + \sqrt{Rh}$$

L'hypothèse est donc faite d'un écoulement uniforme, avec : $\gamma = 0,25$ pour les eaux usées ; $\gamma = 0,46$ pour les eaux pluviales ou en unitaire.

Ces abaques sont construits pour le débit à pleine section avec :

$$Rh = \frac{\pi D^2}{4\pi D} = \frac{D}{4}$$

Il convient de souligner que les débits de pointe sont utilisés pour dimensionner les sections des canalisations. En revanche, les débits les plus faibles (correspondant au débit moyen actuel) servent à vérifier les conditions d'autocurage du réseau. [19]

III.5 Dimensionnement du réseau

En suivant les étapes de calcul énoncé précédemment, on aura les valeurs des débits de pointes des eaux usées et diamètres des canalisations pour 5 tronçons récapitulées dans le tableau ci-dessous.

Tableau III.5 : Mode de calcul débits de pointes des canalisations pour le bassin EL Maghra
I

Tronçon	Li (m)	Qmfu (l/s/m)	Qmfr (l/s)	Qmfe (l/s)	Qmfs (l/s)	P _e	Q _{pe} (l/s)	Q _p	Pente m/m	DN
						P _s	Q _{ps} (l/s)			
T1	119	0,00155	0,184	0	/	0	0	0,368	0,042	200
				/	0,184	4	0,736			
T2	134	0,00155	0,208	0	/	0	0	0,416	0,187	200
				/	0,208	4	0,832			
T3	390	0,00155	0,605	0,392	/	4	1,568	2,777	0,146	200
				/	0,997	4	3,986			
T4	116	0,00155	0,180	0	/	0	0	0,360	0,043	200
				/	0,180	4	0,719			
T5	104	0,00155	0,161	0	/	0	0	0,322	0,308	200
				/	0,161	4	0,645			

- L'ensemble des résultats de calcul des débits d'eau usée de tous les tronçons sont représentés dans les *Tableau III.8 et Tableau III.9* à la fin de ce chapitre.

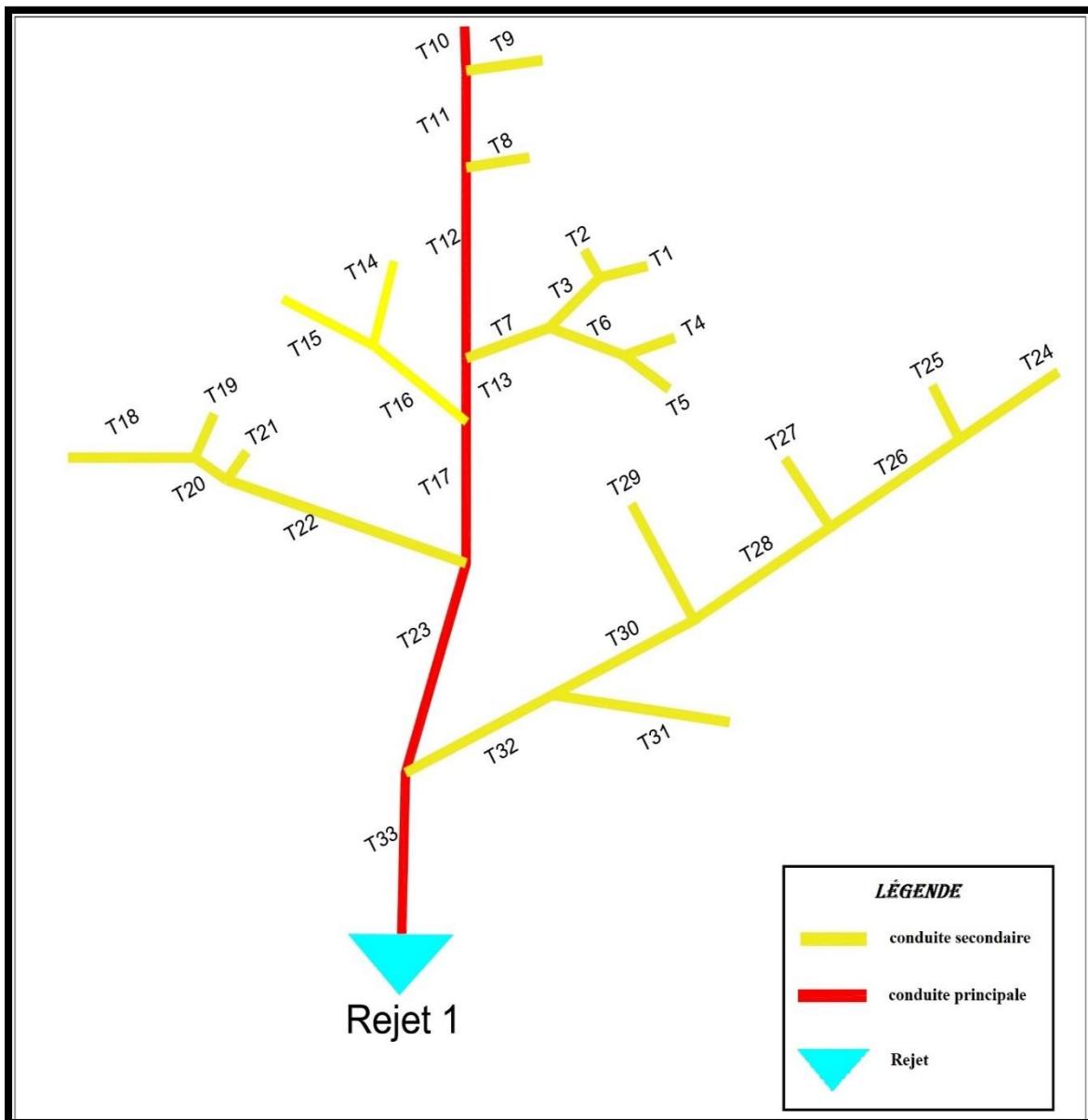


Figure III.2 : Schéma d'ossature de calcul du bassin El Maghra 1

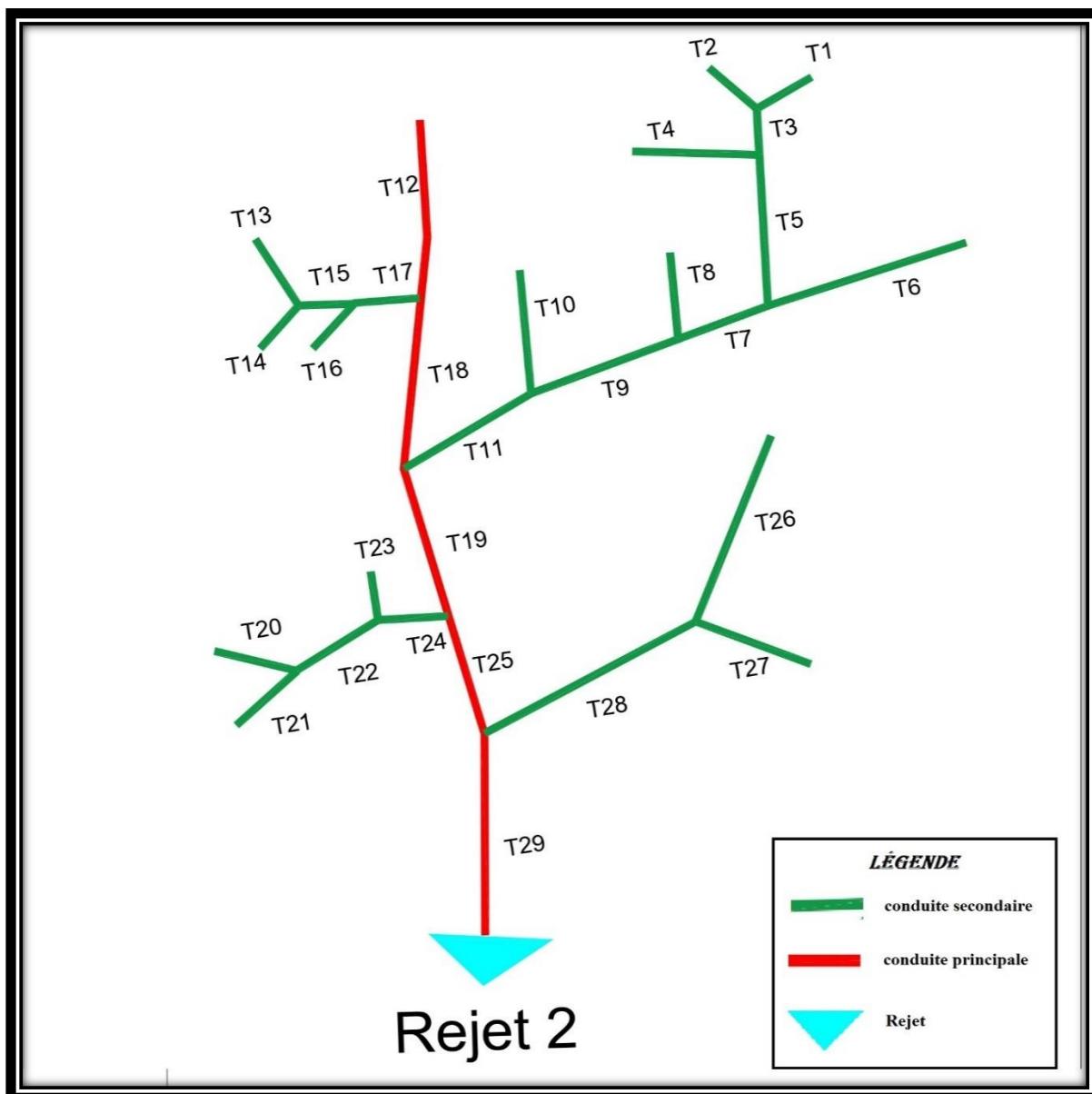


Figure III.3 : Schéma d'ossature de calcul du bassin El Maghra 2

III.6 Vérification des Conditions d'auto curage

III.6.1 Définition

L'auto curage désigne la capacité d'une conduite d'assainissement à évacuer les écoulements qu'elle reçoit sans provoquer d'encrassement. Les études portant sur ce sujet visent généralement à déterminer la pente et les caractéristiques physiques (comme le diamètre et la rugosité) à adopter pour une conduite neuve, à rénover ou à remplacer.

Concrètement, un bon auto curage suppose que le transport des particules solides soit suffisant pour empêcher leur dépôt, leur accumulation ou, le cas échéant, permettre leur remise en suspension pendant un cycle journalier ou lors d'un épisode pluvieux (dans le cas des réseaux unitaires ou des réseaux d'eaux pluviales).

Différents critères ont été utilisés à travers le temps et selon les pays pour définir les conditions minimales garantissant l'auto curage des réseaux d'assainissement. Parmi ceux-ci :

- **La pente** : bien que rarement utilisée comme critère principal, quelques recommandations existent. Par exemple, en Allemagne, on propose une pente minimale I, exprimée en %, égale à l'inverse du diamètre D (en mètres) de la conduite.
- **La vitesse** : c'est le critère le plus couramment utilisé. De nombreuses valeurs seuils sont rapportées dans la littérature. Pour notre part, nous nous limiterons à la vérification des trois conditions indiquées ci-après.

III.6.2 Conditions d'auto curage

Dans le cas des réseaux d'eaux usées en système séparatif, où l'on ne bénéficie aucunement des chasses pluviales, il faut prendre en compte les conditions suivantes :

- **1^{ère} condition** : Une vitesse d'écoulement supérieure ou égale à 0,7 m/s (à la rigueur égale à 0,5 m/s) pour une hauteur de remplissage égale à $\frac{1}{2}$ du diamètre.

$$V \geq 0,7 \text{ m/s} \quad \text{pour} \quad H = \frac{1}{2} \varnothing$$

- **2^{ème} condition** : Pour un réseau d'eaux usées, il faut assurer une vitesse d'écoulement pour empêcher les dépôts, la vitesse minimale à retenir dite d'auto curage doit être supérieure ou égale à 0,3m/s avec une hauteur minimale de remplissage égale à $\frac{2}{10}$ du diamètre.

$$V \geq 0,3 \text{ m/s} \quad \text{pour} \quad H = \frac{2}{10} \varnothing$$

- **3^{ème} condition** : Une hauteur de remplissage supérieure à $\frac{2}{10}$ pour un débit correspondant à Qmin (débit moyen actuel).

$$H \geq 2/10\varnothing \quad \text{pour} \quad Q_{\min} = Q_{\max} \quad \text{D'où} \quad rh \geq 0,2$$

❖ Utilisation de l'abaque de Bazin (annexe 1) :

Une fois que nous avons le débit à pleine section Q_{ps} à partir de l'abaque de Bazin, nous pouvons utiliser la formule suivante pour déterminer la vitesse à pleine section V_{ps} :

$$V_{ps} = \frac{4 \times Q_{ps}}{\pi \times D^2}$$

Avec :

V_{ps} : vitesse à pleine section (m/s). Q_{ps} : débit à pleine section (l/s).

D : diamètre normalisé (m).

❖ Utilisation de l'abaque de Manning (annexe 2) :

Si la pente est supérieure à 10% on détermine Q_{ps} à l'aide de la formule ci-après :

$$Q_{ps} = \frac{0.03117}{0.011} \times D^{8/3} \times \sqrt{I}$$

Avec :

Q_{ps} : débit à pleine section (l/s).

D : diamètre normalisé (m).

I : pente du tronçon (%).

Ensuite, on peut calculer le rapport des débits en utilisant cette formule :

$$rQ = \frac{Q_{mc}}{Q_{ps}}$$

Avec :

rQ : rapport de débit Q_{mc} : débit moyen corrigé

À partir de l'abaque de Manning, on peut trouver le rapport des vitesses (rV). La vitesse effective (V) sera calculée avec la formule suivante :

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

Avec : V : Vitesse effective (m /s).

rV : Rapport des vitesses (l/s).

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

Le rapport des hauteurs (rH) pour la troisième condition d'auto curage se calcule en utilisant l'équation suivante :

$$rH = 0,49615rQ + 0,07861(rQ)^2 + 3,65128(rQ)^3 - 3,16149(rQ)^4 - 0,0612(rQ)^5$$

III.6.3 Exemple de vérification des trois conditions d'auto curage

Tronçons T1(bassin El Maghra 1) : Les caractéristiques de la conduite R1-R2 sont :

- $L(T1) = 119 \text{ m}$
- $I(T1) = 0,042 \text{ m/m} = 4.2\%$
- $D(T1) = 200 \text{ mm}$

On détermine le débit à pleine section et sa vitesse (Q_{ps} , V_{ps}) à partir de leurs formules :

$$\begin{aligned} & \triangleright Q_{ps} = \frac{0.03117}{0.011} \times 0.2^{8/3} \times \sqrt{4.2} & Q_{ps} = 79 \text{ l/s} \\ & \triangleright V_{ps} = \frac{4 \times Q_{ps}}{\pi \times D^2} & V_{ps} = 2,52 \text{ m/s} \end{aligned}$$

• **Vérification de la 1ère condition :**

- Pour $rH = 0,5$  Abaque de Manning $rV = 1,01$
- $V = V_{ps} \times rV = 2,52 \times 1,01$

D'où : $V = 2,545 \text{ m/s} > 0,7 \text{ m/s}$ (**condition vérifiée**)

• **Vérification de la 2ème condition :**

- Pour $rH = 0,2$  Abaque de Manning $rV = 0,6$
- $V = V_{ps} \times rV = 2,52 \times 0,6$

D'où : $V = 1,512 \text{ m/s} > 0,3 \text{ m/s}$ (**condition vérifiée**)

• **Vérification de la 3ème condition :**

Calcul de Q_{mc} (T1) :

$$\begin{aligned} Q_{mc} &= Q_{ma1} - \frac{Q_{ma1}}{\sum LB_1} \times \frac{LT1}{2} \\ Q_{mc} &= 2.979 - \frac{2.979}{4290} \times \frac{119}{2} \\ Q_{mc} &= 2.938 \text{ l/s} \end{aligned}$$

Calcul de rQ :

$$rQ = \frac{Q_{mc}}{Q_{ps}} \quad \rightarrow \quad rQ = 0,037$$

Calcul de rH :

$$rH = (0,49615 \times 0,037) + (0,07861 \times 0,037^2) + (3,65128 \times 0,037^3) - (3,16149 \times 0,037^4) - (0,0612 \times 0,037^5)$$

D'où : $rH = 0,019 \quad H = rh \times 0,2 < 0,2 \times D$ (**condition non vérifiée**)

- ❖ L'ensemble des résultats de vérification des trois conditions d'auto curage de tous les tronçons sont représentés dans les **Tableau III.10 et Tableau III.11** à la fin de ce chapitre

III.6.4 Constatations et perspectives

Il a été constaté que les deux premières conditions sont remplies. Cependant, la troisième condition, à savoir l'auto-curage, n'est pas assurée sur l'ensemble des tronçons des sous-bassins de collecte. Pour y remédier, plusieurs solutions peuvent être envisagées :

- ❖ **Entretien régulier du réseau :** Cette approche permettrait de limiter l'accumulation de dépôts, mais elle implique des coûts élevés ainsi que la mobilisation de ressources humaines, matérielles et financières importantes. Bien qu'efficace, elle représente une contrainte lourde en termes de gestion et de budget.
 - ❖ **Connexion de certaines sections du réseau à des gouttières :** Relier des tronçons, notamment ceux situés en amont, à des gouttières permettrait d'augmenter temporairement le débit dans les conduites lors des épisodes pluvieux, favorisant ainsi l'auto-curage. Toutefois, cette solution n'est pleinement efficace que durant les périodes de pluie.
 - ❖ **Installation de réservoirs de chasse :** Ces dispositifs permettraient de générer ponctuellement des débits suffisants pour assurer l'auto-curage. Cependant, leur mise en place requiert des infrastructures complémentaires, ainsi que des investissements pour leur installation et leur entretien.
- Dans notre cas, nous avons opté pour la troisième solution. Étant donné que seule la condition d'auto-curage n'est pas remplie, l'installation de réservoirs de chasse nous semble être une solution adaptée. Cette méthode permet de générer ponctuellement des débits suffisants pour assurer le nettoyage des conduites, notamment dans les tronçons les plus sensibles. Bien qu'elle nécessite des investissements en termes d'infrastructure et de maintenance, elle offre une efficacité constante, indépendamment des conditions météorologiques, ce qui en fait une option plus fiable sur le long terme.

III.7 Réservoirs de chasse

III.7.1 Définition

Dans les réseaux d'assainissement, les conditions d'auto curage sont souvent insuffisantes, surtout en tête de réseau, à cause de débits faibles et intermittents. Pour compenser ce déficit, on peut installer des dispositifs de chasse. Traditionnellement souterrains, ces dispositifs sont aujourd'hui remplacés par des citerne fixées aux murs des bâtiments.

Il est recommandé d'éviter le surdimensionnement des canalisations en prévoyant des marges de sécurité trop importantes pour les débits futurs. Les réservoirs de chasse ont une portée limitée (maximum 100 m) et sont utiles dans les cas suivants :

- Réseaux séparatifs d'eaux usées avec pente < 10 %,
- Réseaux unitaires avec pente < 5 %,
- Absence de dispositif d'engouffrement en amont du premier rejet,
- Régions connaissant de longues périodes sèches.

Leur fonctionnement doit être automatique, mais une commande manuelle peut être prévue en cas de pénurie d'eau. Le volume du réservoir est généralement égal à 10 % du volume de la

canalisation à curer, sur une longueur maximale de 100 m. Par exemple, pour une canalisation de 300 mm de diamètre, un réservoir de 700 L est adapté, avec une capacité minimale de 500 L et une activation 2 à 3 fois par jour.

L'eau utilisée pour ces chasses représente un coût, donc l'utilisation d'eau non potable (eaux pluviales, eaux traitées, etc.) est préférable. Si plusieurs dispositifs sont installés, leur débit doit être intégré dans la conception des petites stations d'épuration.

Enfin, pour garantir leur bon fonctionnement, des vérifications trimestrielles sont nécessaires. Il est conseillé de privilégier des systèmes simples et robustes, comme ceux à siphon, sans pièces mobiles ni composants électroniques. [19]

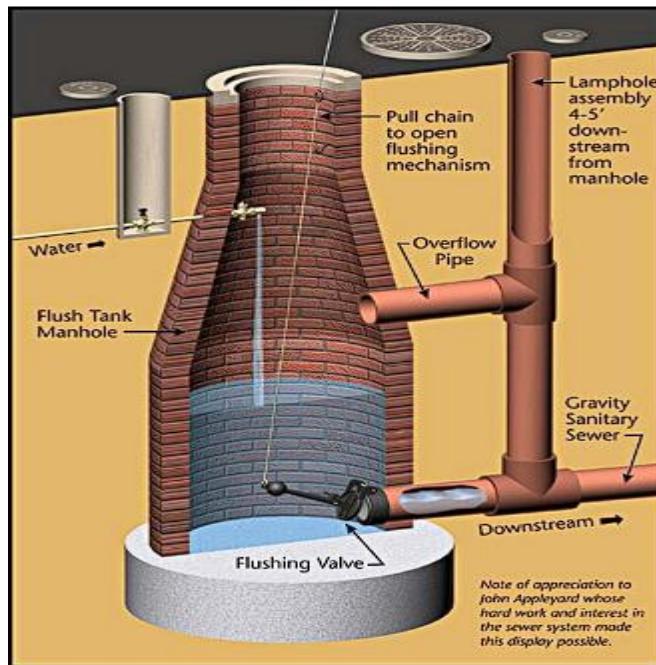


Figure III.4 : Exemple d'un mécanisme de réservoir de chasse

III.7.2 Calcul de nombre de réservoir de chasse

Pour notre cas le nombre de réservoir de chasse est calculé par :

$$N = \frac{LT}{Dmax}$$

Avec :

- **N** : le nombre de réservoir de chasse
- **LT** : longueur totale des conduites de réseau
- **Dmax** : distance maximale (100 m)

Tableau III.6 : Nombre de réservoirs de chasse nécessaire pour chaque zone

Zones	Longueur totale des conduites de réseau (m)	N° de réservoir de chasse
El Maghra 1	4290	43
El Maghra 2	3526	36

III.7.3 Calcul de la capacité des réservoirs de chasse

Le volume minimal du réservoir est dans l'équation suivante :

Volume minimale de réservoir = 1/10 volume à nettoyer

$$Vr = \frac{1}{10} \times \left(\frac{\pi \times D^2}{4} \right) \times L$$

$$Vr = \frac{1}{10} \times \left(\frac{\pi \times 0.2^2}{4} \right) \times 100$$

$$Vr = 0.314 \text{ m}^3 = 314 \text{ L}$$

Avec :

- Vr : volume du réservoir

On a le volume minimal pour un réservoir de chasse est 500 L

❖ Donc on place des réservoirs de 500 L dans notre réseau

III.7.4 Calcul de volume d'eau annuel nécessaire

$$\Sigma Vri = N_{\text{réservoirs}} \times Vr$$

$$\Sigma Vri = 79 \times 314 = 24806 \text{ L}$$

Avec :

- ΣVri : volume totale des réservoirs

On doit d'abord fixer la fréquence de fonctionnement des réservoirs. Si on choisit un fonctionnement de chaque semaine (01 fonctionnement sur 07 jours), on aura :

$$Vr(\text{annuel}) = 24806 \times \frac{365}{7}$$

$$Vr(\text{annuel}) = 1293455 \text{ l/an} = 1293.45 \text{ m}^3/\text{an}$$

III.7 la station de relevage

Dans le cadre de l'amélioration du système d'assainissement des eaux usées de la localité d'El Maghra, située en bordure de mer, nous avons constaté que les habitants rejettent actuellement leurs eaux usées dans des ravins se déversant directement dans la mer, à travers deux points de rejet distincts. Afin de remédier à cette situation préoccupante pour l'environnement, notre nouveau projet prévoit la mise en place d'un réseau d'assainissement structuré. Ce dernier comprend l'installation d'une station de relevage à proximité du point de rejet principal (rejet 1), qui recevra également, par écoulement gravitaire, les eaux usées en provenance du second point de rejet (rejet 2). Les effluents ainsi collectés seront ensuite refoulés vers une autre station de relevage située au niveau de la localité d'El Djebira. Enfin, les eaux usées seront acheminées depuis ce second poste vers une station d'épuration, garantissant ainsi un traitement adéquat avant tout rejet dans le milieu naturel. Ce dispositif vise à protéger l'environnement côtier et à améliorer les conditions sanitaires locales.

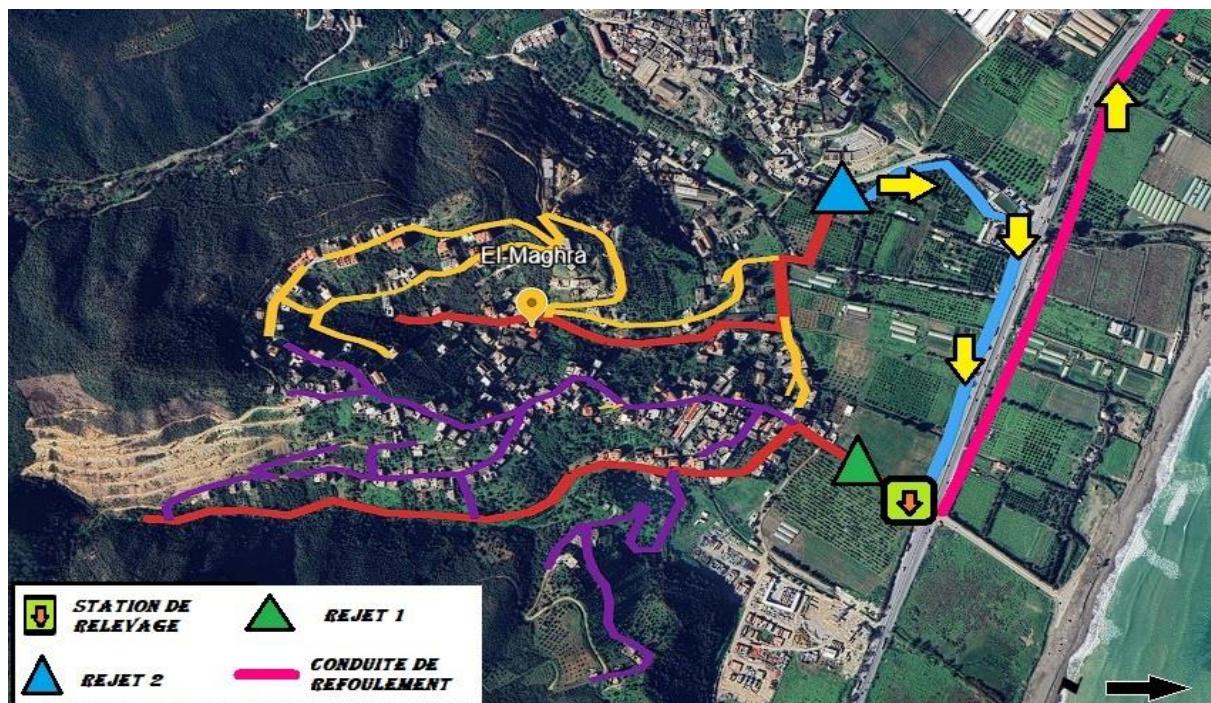


Figure III.5 : représentation de l'emplacement de la station de relevage avec Google Earth

III.7.1 Dimensionnement de la station de relevage

Notre station de reprise est destinée à éléver les eaux usées du niveau de 1.81 m à 6.94 m.

Nous adoptons un refoulement destiné à forcer le transport des effluents d'un point à un autre, sur une distance de 1015 m.

Notre station de pompage est constituée par une bâche de stockage temporaire ou de reprise des effluents. De plus, un ensemble hydroélectrique constitue de deux pompes (une de service et une de secours) immergés, des tuyauteries et appareillages nécessaires à l'exhaure des effluents.

III.7.2 Dimensionnement de la bâche d'aspiration

➤ Calcul du volume utile (Vu)

Le volume utile dans la bâche est compris entre le niveau haut (niveau de démarrage de la pompe) et le niveau bas (niveau d'arrêt de la pompe).

La formule du volume utile est donnée :

$$Vu = \frac{Qp \times t}{4(N - 1)}$$

Avec :

Qp : débit d'entrée (**Qp = 30.117 l/s = 108.42 m³/h**)

t : $\frac{1}{n}$ (**t**: durée d'un cycle, avec **n** le nombre maximum de démarrages par heure)

N : Nombre de pompes (2 pompes)

❖ On prend **n = 4** démarrages par heure

D'où :

$$Vu = \frac{108.42 \times 0.25}{4(2 - 1)}$$

$$Vu = 6.77 \text{ m}^3$$

Les bâches sont de formes cylindriques, le recouvrement de la conduite arrivée est de 1m minimum, la tranche d'eau doit se trouver dans le demi cylindre au-dessous de l'arrivée des eaux.

- Volume du demi-cylindre en question : **3.14 × r² × H = 6.47 m³**
- Pour un rayon du cylindre : **r : 1 m**

On a : **H = $\frac{6.77}{1^2 \times 3.14} = 2.156 \text{ m}$**

III.7.3 Calcul de la hauteur manométrique totale HMT

$$HMT = Hg + \Sigma J$$

Avec :

Hg : La hauteur géométrique (m) ;

ΣJ: La somme des pertes de charges (m).

a) La hauteur géométrique

$$Hg = 6.94 - 1.81 = 5.13 \text{ m}$$

b) Pertes de charges linéaires

Elle est donnée par la formule de Darcy WEISBACH :

$$J = \lambda \frac{l}{D} \frac{V^2}{2g}$$

Avec :

λ : Coefficient des pertes de charges

l : Longueur de la conduite de refoulement (m)

D : Diamètre de la conduite de refoulement (m)

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

g : accélération de la pesanteur en (m^2/s).

- ❖ Le coefficient λ calcul à l'aide de l'abaque de COLBROOK

On doit mettre $\frac{k}{d}$ et Re dans l'abaque pour déterminer le coefficient λ .

k : Rugosité de la conduite (mm), dans notre cas, nous avons utilisé des conduites en PVC

- Pour les conduites en PVC : $k = 0.01 : 0.025$ (mm)

d : diamètre intérieure (mm).

Dans notre cas on prend $k = 0.01$

$$\frac{k}{d} = \frac{0.01}{200} = 0.5 \times 10^{-4}$$

Re : Nombre de REYNOLDS est donné par la formule suivante :

$$Re = \frac{VD}{\nu}$$

ν : La viscosité cinétique de l'eau ce calcul par la formule de STOCKES :

$$\nu = \frac{0.0178}{1 + 0.00337 \cdot t + 0.00022 \cdot t^3}$$

Avec :

ν : viscosité cinétique de l'eau ;

t : température de l'eau

- à $T=10^\circ C$: $\nu = 1.31 \times 10^{-6}$ (m^2/s)

- à $T=20^\circ C$: $\nu = 1.002 \times 10^{-6}$ (m^2/s)

- à $T=30^\circ C$: $\nu = 0.08 \times 10^{-6}$ (m^2/s)

Alors : à $T=20^\circ C$  $Re = \frac{1 \times 0.2}{1.002 \times 10^{-6}} = 199600.8$

On a : $\frac{k}{d} = 0.5 \times 10^{-4}$ $Re = 199600.8$ et d'après l'abaque de COLBROOK $\lambda = 0.017$

Donc :

$$J = \lambda \frac{l}{D} \frac{V^2}{2g} = 0.017 \times \frac{715 \times 1}{0.2 \times 2 \times 9.81} = 3.1 \text{ m}$$

C) Perte de charges singulières

Les pertes de charges singulières, sont provoquées par les accessoires (vannes, clapets ...etc.). Elles sont estimées à 20% des pertes de charge linéaires.

$$\begin{aligned} Js &= J * 0.2 \\ Js &= 0.62 \text{ m} \end{aligned}$$

D) la somme des pertes de charges

$$\begin{aligned} \sum J &= J + Js \\ \sum J &= 3.1 + 0.62 = 3.73 \text{ m} \end{aligned}$$

Donc :

$$Hmt = 5.19 + 3.73 = 8.92 \text{ m.}$$

❖ Les caractéristiques des pompes choisies

- Les critères principaux pour faire le choix des pompes c'est la hauteur manométrique et le débit. Dans notre cas on a la **Hmt = 8.92 m** et **Qp = 108.42 m³/h**.
- Pour un bon fonctionnement, on adopte des pompes immergées. Donc on a choisi deux pompes qui sont disponible au marché de types **SAER PD 9100**.

Tableau III.7 : caractéristiques de la pompe choisie

Type de pompe	Puissance absorbée (KW)	Vitesse de rotation (tr/min)	Débit (m³/h)	Hauteur de refoulement (m)
SAER PD 9100	7.5 kw	950	120	9.5

❖ Remarque

Le catalogue des pompes disponible au marché est dans **l'annexe 3**

III.7.4 Dimensionnement de la conduite de refoulement

- Détermination du diamètre économique de la conduite de refoulement

Le diamètre de la conduite de refoulement vers l'ouvrage d'entrée été calculé de façon à avoir une vitesse de circulation proche de 1 m/s lors du pompage.

Calcul de diamètre :

On a le débit : **Q = 30.117 l/s**

$$Q = V \cdot S = V \cdot \frac{\pi D^2}{4}$$

Avec :

Q : Débit en (m³/s) ;

V : Vitesse en (m/s) ;

S : La surface (m²) ;

D : Diamètre de conduite (m).

$$D = \sqrt{\frac{(4 \cdot Q)}{(\pi \cdot V)}} = \sqrt{\frac{(4 \times 0.03012)}{(3.14 \times 1)}}$$

$$D = 0.196 \text{ m} = 196 \text{ mm}$$

- En prend D= 200 mm

- Soit de type PEHD PN10 de diamètre extérieur D = 225 mm. Et diamètre intérieur D = 211.6mm

Tableau III.8 : Estimation des débits d'eaux usées pour le bassin EL Maghra 1.

Tronçon	Longueur (m)	Qmfu (l/s/m)	Qmfr (l/s)	Qmfe (l/s)	Qmfs (l/s)	Pe	Qpe (l/s)	Qp (l/s)	Pente m/m	Diamètre (mm)
						Ps	Qps (l/s)			
T1	119	0,00155	0,184	0	/	0	0	0,368	0,042	200
				/	0,184	4	0,736			
T2	134	0,00155	0,208	0	/	0	0	0,416	0,187	200
				/	0,208	4	0,832			
T3	390	0,00155	0,605	0,392	/	4	1,568	2,777	0,146	200
				/	0,997	4	3,986			
T4	116	0,00155	0,180	0	/	0	0	0,360	0,043	200
				/	0,180	4	0,719			
T5	104	0,00155	0,161	0	/	0	0	0,322	0,308	200
				/	0,161	4	0,645			
T6	141	0,00155	0,219	0,341	/	4	1,364	1,801	0,014	200
				/	0,560	4	2,238			
T7	42	0,00155	0,065	1,556	/	3,504	5,453	5,534	0,619	200
				/	1,621	3,463	5,615			
T8	222	0,00155	0,344	0	/	0	0	0,688	0,225	200
				/	0,344	4	1,376			
T9	165	0,00155	0,256	0	/	0	0	0,512	0,078	200
				/	0,256	4	1,023			
T10	16	0,00155	0,025	0	/	0	0	0,050	0,062	200
				/	0,025	4	0,099			
T11	138	0,00155	0,214	0,281	/	4	1,122	1,550	0,072	200
				/	0,494	4	1,978			
T12	294	0,00155	0,456	0,839	/	4	3,354	4,070	0,034	200
				/	1,294	3,698	4,786			
T13	303	0,00155	0,470	2,915	/	2,964	8,642	9,159	0,069	200
				/	3,385	2,859	9,677			
T14	82	0,00155	0,127	0	/	0	0	0,254	0,024	200
				/	0,127	4	0,508			
T15	21	0,00155	0,033	0	/	0	0	0,065	0,191	200
				/	0,033	4	0,130			
T16	8	0,00155	0,012	0,160	/	4	0,639	0,663	0,125	200
				/	0,172	4	0,688			
T17	20	0,00155	0,031	3,557	/	2,826	10,051	10,084	0,150	200
				/	3,588	2,820	10,118			
T18	340	0,00155	0,527	0	/	0	0	1,054	0,126	200
				/	0,527	4	2,108			
T19	52	0,00155	0,081	0	/	0	0	0,161	0,173	200
				/	0,081	4	0,322			
T20	23	0,00155	0,036	0,608	/	4	2,430	2,502	0,217	200
				/	0,643	4	2,573			
T21	33	0,00155	0,051	0	/	0	0	0,102	0,030	200
				/	0,051	4	0,205			
T22	318	0,00155	0,493	0,694	/	4	2,778	3,641	0,113	200
				/	1,187	3,794	4,505			
T23	236	0,00155	0,366	4,775	/	2,644	12,626	13,003	0,042	200
				/	5,141	2,603	13,380			
T24	170	0,00155	0,264	0	/	0	0	0,527	0,135	200
				/	0,264	4	1,054			

Estimation des débits d'eaux usées pour le bassin EL Maghra I (suite)

Tronçon	Longueur (m)	Qmfu (l/s//m)	Qmfr (l/s)	Qmfe (l/s)	Qmfs (l/s)	Pe	Qpe (l/s)	Qp (l/s)	Pente m/m	Diamètre (mm)
						Ps	Qps (l/s)			
T25	37	0,00155	0,057	0	/	0	0	0,115	0,108	200
				/	0,057	4	0,229			
T26	150	0,00155	0,233	0,321	/	4	1,283	1,748	0,120	200
				/	0,553	4	2,213			
Ecole primaire								0,148		
T27	35	0,00155	0,054	0	/	0	0	0,109	0,028	200
				/	0,054	4	0,217			
T28	64	0,00155	0,099	0,608	/	4	2,430	2,629	0,156	200
				/	0,707	4	2,827			
T29	123	0,00155	0,191	0	/	0	0	0,381	0,008	200
				/	0,191	4	0,763			
T30	40	0,00155	0,062	0,897	/	4	3,590	5,827	0,150	200
				/	2,659	3,033	8,065			
T31	85	0,00155	0,132	0	/	0	0	0,264	0,094	200
				/	0,132	4	0,527			
T32	42	0,00155	0,065	2,791	/	2,997	8,363	8,436	0,071	200
				/	2,856	2,979	8,509			
T33 rejet	227	0,00155	0,352	7,997	/	2,384	19,065	19,554	0,017	200
				/	8,349	2,365	19,747			
4290										

Tableau III.9: Estimation des débits d'eaux usées pour le bassin EL Maghra 2.

Tronçon	Longueur (m)	Qmfu (l/s//m)	Qmfr (l/s)	Qmfe (l/s)	Qmfs (l/s)	Pe	Qpe (l/s)	Qp (l/s)	Pente m/m	Diamètre (mm)			
						Ps	Qps (l/s)						
T1	101	0,00082	0,083	0	/	0	0,000	0,166	0,039	200			
				/	0,083	4	0,331						
T2	75	0,00082	0,062	0	/	0	0,000	0,123	0,026	200			
				/	0,062	4	0,246						
T3	60	0,00082	0,049	0,144	/	4	1,528	1,151	0,45	200			
				/	0,194	4	0,774						
T4	137	0,00082	0,112	0	/	0	0,000	0,225	0,036	200			
				/	0,112	4	0,449						
T5	389	0,00082	0,319	0,306	/	4	3,236	2,868	0,038	200			
				/	0,625	4	2,499						
T6	347	0,00082	0,285	0	/	0	0,000	0,569	0,13	200			
				/	0,285	4	1,138						
T7	249	0,00082	0,204	0,909	/	4	3,638	3,973	0,129	200			
				/	1,114	3,869	4,308						
T8	99	0,00082	0,081	0	/	0	0,000	0,162	0,091	200			
				/	0,081	4	0,325						
T9	137	0,00082	0,112	1,195	/	3,787	4,525	4,672	0,095	200			
				/	1,307	3,687	4,819						
T10	56	0,00082	0,046	0	/	0	0,000	0,092	0,107	200			
				/	0,046	4	0,184						
T11	13	0,00082	0,011	1,353	/	3,649	4,937	4,951	0,077	200			
				/	1,364	3,641	4,965						
T12	167	0,00082	0,137	0	/	0	0,000	0,274	0,2	200			
				/	0,137	4	0,548						
T13	68	0,00082	0,056	0	/	0	0,000	0,112	0,13	200			
				/	0,056	4	0,223						
T14	97	0,00082	0,080	0	/	0	0,000	0,159	0,02	200			
				/	0,080	4	0,318						
T15	28	0,00082	0,023	0,135	/	4	0,541	0,587	0,39	200			
				/	0,158	4	0,633						
T16	31	0,00082	0,025	0	/	0	0,000	0,051	0,065	200			
				/	0,025	4	0,102						
T17	37	0,00082	0,030	0,184	/	4	0,735	0,795	0,135	200			
				/	0,214	4	0,856						
T18	61	0,00082	0,050	0,351	/	4	1,404	2,784	0,082	200			
				/	1,06	3,928	4,164						
T19	388	0,00082	0,318	2,424	/	3,106	7,528	7,890	0,077	200			
				/	2,742	3,010	8,252						
T20	71	0,00082	0,058	0	/	0	0,000	0,116	0,008	200			
				/	0,058	4	0,233						
T21	59	0,00082	0,048	0	/	0	0,000	0,097	0,051	200			
				/	0,048	4	0,194						
Lavage auto							0,032						
Mosquée							0,552						
T22	62	0,00082	0,051	0,107	/	4	0,426	0,528	0,008	200			
				/	0,157	4	0,630						
T23	23	0,00082	0,019	0	/	0	0,000	0,038	0,174	200			
				/	0,019	4	0,075						
T24	7	0,00082	0,006	0,176	/	4	0,705	0,717	0,14	200			
				/	0,182	4	0,728						
T25	128	0,00082	0,105	2,924	/	2,962	8,661	8,777	0,004	200			
				/	3,029	2,936	8,894						
T26	347	0,00082	0,285	0	/	0	0,000	0,569	0,075	200			
				/	0,285	4	1,138						
T27													

Tableau III.10 : Vérification des conditions d'auto curage pour le bassin EL Maghra 1.

Tronçon	longueur	Pente	Diamètre	Qps	Vps	Qmc	rQ	1 er condition $V \geq 0,7$			2eme condition $V \geq 0,3$			3ème condition $H \geq 0,2 \cdot D$		
								Rv,rh=0,5	V,rh=0,5	Verification	Rv,rh=0,2	V,rh=0,2	Verification	rh	H	Verification
T1	119	0,042	200	61	1,943	2,938	0,048	1,01	1,962	CV	0,6	1,166	CV	0,024	0,005	CNV
T2	134	0,187	200	168	5,338	2,932	0,017	1,01	5,392	CV	0,6	3,203	CV	0,009	0,002	CNV
T3	390	0,146	200	148	4,717	2,844	0,019	1,01	4,764	CV	0,6	2,830	CV	0,010	0,002	CNV
T4	116	0,043	200	61	1,943	2,939	0,048	1,01	1,962	CV	0,6	1,166	CV	0,024	0,005	CNV
T5	104	0,308	200	215	6,851	2,943	0,014	1,01	6,920	CV	0,6	4,111	CV	0,007	0,001	CNV
T6	141	0,014	200	35	1,115	2,930	0,084	1,01	1,126	CV	0,6	0,669	CV	0,044	0,009	CNV
T7	42	0,619	200	305	9,713	2,964	0,010	1,01	9,810	CV	0,6	5,828	CV	0,005	0,001	CNV
T8	222	0,225	200	184	5,856	2,902	0,016	1,01	5,914	CV	0,6	3,513	CV	0,008	0,002	CNV
T9	165	0,078	200	81	2,580	2,922	0,036	1,01	2,605	CV	0,6	1,548	CV	0,018	0,004	CNV
T10	16	0,062	200	71	2,261	2,973	0,042	1,01	2,284	CV	0,6	1,357	CV	0,021	0,004	CNV
T11	138	0,072	200	80	2,548	2,931	0,037	1,01	2,573	CV	0,6	1,529	CV	0,018	0,004	CNV
T12	294	0,034	200	55	1,752	2,877	0,052	1,01	1,769	CV	0,6	1,051	CV	0,027	0,005	CNV
T13	303	0,069	200	78	2,484	2,874	0,037	1,01	2,509	CV	0,6	1,490	CV	0,019	0,004	CNV
T14	82	0,024	200	45	1,433	2,951	0,066	1,01	1,447	CV	0,6	0,860	CV	0,034	0,007	CNV
T15	21	0,191	200	169	5,395	2,972	0,018	1,01	5,449	CV	0,6	3,237	CV	0,009	0,002	CNV
T16	8	0,125	200	137	4,365	2,976	0,022	1,01	4,408	CV	0,6	2,619	CV	0,011	0,002	CNV
T17	20	0,15	200	150	4,781	2,972	0,020	1,01	4,829	CV	0,6	2,869	CV	0,010	0,002	CNV
T18	340	0,126	200	138	4,382	2,861	0,021	1,01	4,426	CV	0,6	2,629	CV	0,010	0,002	CNV
T19	52	0,173	200	161	5,135	2,961	0,018	1,01	5,186	CV	0,6	3,081	CV	0,009	0,002	CNV
T20	23	0,217	200	181	5,751	2,971	0,016	1,01	5,808	CV	0,6	3,450	CV	0,008	0,002	CNV
T21	33	0,03	200	50	1,592	2,968	0,059	1,01	1,608	CV	0,6	0,955	CV	0,030	0,006	CNV
T22	318	0,113	200	130	4,150	2,869	0,022	1,01	4,191	CV	0,6	2,490	CV	0,011	0,002	CNV
T23	236	0,042	200	60	1,911	2,897	0,048	1,01	1,930	CV	0,6	1,146	CV	0,025	0,005	CNV
T24	170	0,135	200	142	4,536	2,920	0,021	1,01	4,581	CV	0,6	2,722	CV	0,010	0,002	CNV
T25	37	0,108	200	127	4,057	2,966	0,023	1,01	4,098	CV	0,6	2,434	CV	0,012	0,002	CNV
T26	150	0,12	200	134	4,276	2,927	0,022	1,01	4,319	CV	0,6	2,566	CV	0,011	0,002	CNV
T27	35	0,028	200	49	1,561	2,967	0,061	1,01	1,576	CV	0,6	0,936	CV	0,031	0,006	CNV
T28	64	0,156	200	153	4,876	2,957	0,019	1,01	4,925	CV	0,6	2,926	CV	0,010	0,002	CNV
T29	123	0,008	200	27	0,860	2,936	0,109	1,01	0,868	CV	0,6	0,516	CV	0,059	0,012	CNV
T30	40	0,15	200	150	4,781	2,965	0,020	1,01	4,829	CV	0,6	2,869	CV	0,010	0,002	CNV
T31	45	0,094	200	90	2,866	2,963	0,033	1,01	2,895	CV	0,6	1,720	CV	0,017	0,003	CNV
T32	42	0,071	200	79	2,516	2,964	0,038	1,01	2,541	CV	0,6	1,510	CV	0,019	0,004	CNV
T33	227	0,017	200	48	1,529	2,900	0,060	1,01	1,544	CV	0,6	0,917	CV	0,031	0,006	CNV

,

Tableau III.11: Vérification des conditions d'auto curage pour le bassin EL Maghra 2

Tronçon	longueur	Pente	Diamètre	Qps	Vps	Qmc	rQ	1 er condition $V \geq 0,7$			2eme condition $V \geq 0,3$			3ème condition $H \geq 0,2 \cdot D$		
								Rv,rh=0,5	V,rh=0,5	Verification	Rv,rh=0,2	V,rh=0,2	Verification	rh	H	Verification
T1	101	0,039	200	60	1,911	1,283	0,021	1,01	1,930	CV	0,6	1,146	CV	0,011	0,002	CNV
T2	75	0,026	200	48	1,529	1,288	0,027	1,01	1,544	CV	0,6	0,917	CV	0,013	0,003	CNV
T3	60	0,45	200	260	8,281	1,291	0,005	1,01	8,364	CV	0,6	4,969	CV	0,002	0,000	CNV
T4	137	0,036	200	55	1,752	1,277	0,023	1,01	1,769	CV	0,6	1,051	CV	0,012	0,002	CNV
T5	389	0,038	200	57	1,815	1,230	0,022	1,01	1,833	CV	0,6	1,089	CV	0,011	0,002	CNV
T6	347	0,13	200	140	4,451	1,238	0,009	1,01	4,496	CV	0,6	2,671	CV	0,004	0,001	CNV
T7	249	0,129	200	139	4,434	1,256	0,009	1,01	4,478	CV	0,6	2,660	CV	0,004	0,001	CNV
T8	99	0,091	200	90	2,866	1,284	0,014	1,01	2,895	CV	0,6	1,720	CV	0,007	0,001	CNV
T9	137	0,095	200	91	2,898	1,277	0,014	1,01	2,927	CV	0,6	1,739	CV	0,007	0,001	CNV
T10	56	0,107	200	127	4,038	1,292	0,010	1,01	4,079	CV	0,6	2,423	CV	0,005	0,001	CNV
T11	13	0,077	200	80	2,548	1,300	0,016	1,01	2,573	CV	0,6	1,529	CV	0,008	0,002	CNV
T12	167	0,2	200	173	5,521	1,271	0,007	1,01	5,576	CV	0,6	3,313	CV	0,004	0,001	CNV
T13	68	0,13	200	140	4,451	1,289	0,009	1,01	4,496	CV	0,6	2,671	CV	0,005	0,001	CNV
T14	97	0,02	200	42	1,338	1,284	0,031	1,01	1,351	CV	0,6	0,803	CV	0,015	0,003	CNV
T15	28	0,39	200	242	7,710	1,297	0,005	1,01	7,787	CV	0,6	4,626	CV	0,003	0,001	CNV
T16	31	0,065	200	75	2,389	1,296	0,017	1,01	2,412	CV	0,6	1,433	CV	0,009	0,002	CNV
T17	37	0,135	200	142	4,536	1,295	0,009	1,01	4,581	CV	0,6	2,722	CV	0,005	0,001	CNV
T18	61	0,082	200	82	2,611	1,291	0,016	1,01	2,638	CV	0,6	1,567	CV	0,008	0,002	CNV
T19	388	0,077	200	80	2,548	1,230	0,015	1,01	2,573	CV	0,6	1,529	CV	0,008	0,002	CNV
T20	71	0,008	200	27	0,860	1,289	0,048	1,01	0,868	CV	0,6	0,516	CV	0,024	0,005	CNV
T21	59	0,051	200	65	2,070	1,291	0,020	1,01	2,091	CV	0,6	1,242	CV	0,010	0,002	CNV
T22	62	0,008	200	27	0,860	1,291	0,048	1,01	0,868	CV	0,6	0,516	CV	0,024	0,005	CNV
T23	23	0,174	200	162	5,150	1,298	0,008	1,01	5,201	CV	0,6	3,090	CV	0,004	0,001	CNV
T24	7	0,14	200	145	4,619	1,301	0,009	1,01	4,665	CV	0,6	2,771	CV	0,004	0,001	CNV
T25	128	0,004	200	19	0,605	1,278	0,067	1,01	0,611	CNV	0,6	0,363	CV	0,035	0,007	CNV
T26	347	0,075	200	80	2,548	1,238	0,015	1,01	2,573	CV	0,6	1,529	CV	0,008	0,002	CNV
T27	67	0,104	200	125	3,981	1,290	0,010	1,01	4,021	CV	0,6	2,389	CV	0,005	0,001	CNV
T28	68	0,044	200	61	1,943	1,289	0,021	1,01	1,962	CV	0,6	1,166	CV	0,011	0,002	CNV
T29	154	0,007	200	25	0,796	1,274	0,051	1,01	0,804	CV	0,6	0,478	CV	0,026	0,005	CNV

III.8 Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons exposé la méthodologie de dimensionnement du réseau d'assainissement séparatif des eaux usées. L'accent a été mis sur la réalisation d'un tracé optimisé et économique, en évitant les contre-pentes afin de garantir un écoulement gravitaire vers des points de collecte préalablement définis. Le réseau conçu comporte deux exutoires, qui se déversent vers une station de relevage chargée de refouler les eaux usées vers la station d'épuration.

Pour les conduites on a utilisé les canalisations en PVC. Par ailleurs, le choix du matériau PVC pour les canalisations contribue à la durabilité et à la fiabilité du réseau, grâce à sa résistance à la corrosion, sa légèreté, et sa facilité de mise en œuvre.

Les résultats du dimensionnement montrent que les diamètres des conduites de 200 mm, sont adéquats pour l'écoulement des eaux usées, mais insuffisants pour garantir un auto-curage efficace en conditions de débit minimal. Pour pallier cette limitation, il est prévu d'installer, en amont du réseau, des réservoirs de chasse permettant de générer périodiquement des débits suffisants pour favoriser l'auto-curage. Cette solution vise à améliorer durablement le nettoyage des conduites, indépendamment des conditions météorologiques.

Les résultats du dimensionnement de la station de relevage indiquent une bâche d'aspiration d'un volume de 6,67 m³. Le choix s'est porté sur deux pompes de type **SAER PD 9100** (une pompe secours), capable de refouler les eaux usées sur une hauteur de 9,5 mètres avec un débit de 120 m³/h. Avec une conduite de refoulement de 225 mm de diamètre de pour garantir une vitesse de 1 m/s.

En conclusion, bien que le dimensionnement projeté du réseau réponde aux exigences d'efficacité hydraulique et d'optimisation économique, des ajustements complémentaires sont nécessaires pour garantir sa pérennité. L'installation de réservoirs de chasse constitue une solution pertinente et efficace pour améliorer l'auto-curage du réseau, en générant ponctuellement des débits suffisants pour éviter l'accumulation de dépôts. Cette approche permet d'assurer un fonctionnement optimal du système.

Ces mesures sont essentielles pour mettre en place un réseau d'assainissement performant, durable et capable de répondre aux besoins croissants des populations locales, tout en assurant la protection de l'environnement.

CHAPITRE IV

ESTIMATION DU COÛT DE PROJET

Chapitre IV : Estimation du coût de projet

IV.1 Introduction

Quel que soit le type de réseau d'assainissement (urbain ou rural) envisagé, il est essentiel d'optimiser son coût. Ainsi, la dernière phase de l'étude porte sur l'estimation budgétaire du projet.

Dans ce chapitre, nous déterminerons d'abord les volumes de déblais et de remblais, puis, en nous appuyant sur des prix actualisés, nous établirons un devis estimatif récapitulant l'ensemble des travaux à réaliser.

IV.2 Description des travaux

Le présent devis estimatif couvre les prestations suivantes :

- Terrassements généraux
- Ouvrages annexes
- Fourniture et pose des conduites
- Réalisation des regards

IV.3 Terrassements généraux

Les terrassements généraux se décomposent en plusieurs phases :

- Ouverture des tranchées pour les collecteurs et leurs ouvrages annexes (regards de visite, chutes, etc.)
- Mise en place des remblais après l'installation des canalisations et des ouvrages associés
- Évacuation des terres excédentaires vers la décharge publique

Tableau IV.1 : épaisseurs des conduites selon le diamètre.

Diamètre (mm)	200	300	400	500
Epaisseur (mm)	18	26	30	34

Tableau IV.2 : Largeur minimale des tranchées.

Profondeur (m)	Type de blindage	DN ≤ 600	DN > 600
0,00 à 1,30	S	De + 2x0,30 (min. 0,90)	De + 2x0,40 (min. 1,70)
0,00 à 1,30	C	De + 2x0,35 (min. 1,10)	De + 2x0,45 (min. 1,80)
1,30 à 2,50	C	De + 2x0,55 (min. 1,40)	De + 2x0,60 (min. 1,90)
1,30 à 2,50	CSG	De + 2x0,60 (min. 1,70)	De + 2x0,65 (min. 2,00)
2,50 à 3,50	CSG	De + 2x0,60 (min. 1,80)	De + 2x0,65 (min. 2,10)
2,50 à 3,50	CDG	De + 2x0,65 (min. 1,90)	De + 2x0,70 (min. 2,20)
3,50 à 5,50	CDG	De + 2x0,65 (min. 2,00)	De + 2x0,70 (min. 2,30)
≥ 5,50	CDG	De + 2x0,70 (min. 2,10)	De + 2x0,80 (min. 2,60)

DN : diamètre nominal de la canalisation
 De : diamètre extérieur de la canalisation
 S : sans blindage
 C : caisson
 CSG : coulissant simple glissière
 CDG : coulissant double glissière

IV.4 Volume de déblai des tranchées (Vd)

$$Vd = Ht \times L \times B$$

Tel que :

$$Ht = H1 + D_{ext} + H0$$

$$D_{ext} = DN + 2e$$

$$B = [D_{ext} + 2 \times C]$$

Avec :

Vd : Volume de déblai (m³)

B : Largeur de la fouille (m) ;

Ht : la profondeur totale de la fouille (m) ;

H1 : épaisseur du lit de sable (10 cm pour les diamètres inférieur à 500 mm) ;

D_{ext} : diamètre extérieur de la conduite (m) ; **e** : épaisseurs de la paroi de la conduite en (m)

H0 : varie en fonction du diamètre et l'action exercée sur le remblai (m) ;

DN : diamètre nominale de la conduite en (m).

➤ Calcul de volume de déblai

Tableau IV.3 : volume de déblai des tranchées

Diamètre (mm)	Longueur (m)	Profondeur de la tranchée(m)	Largeur de la tranchée (m)	Volume du déblai (m ³)
200	7816	1.15	0.9	8089.56

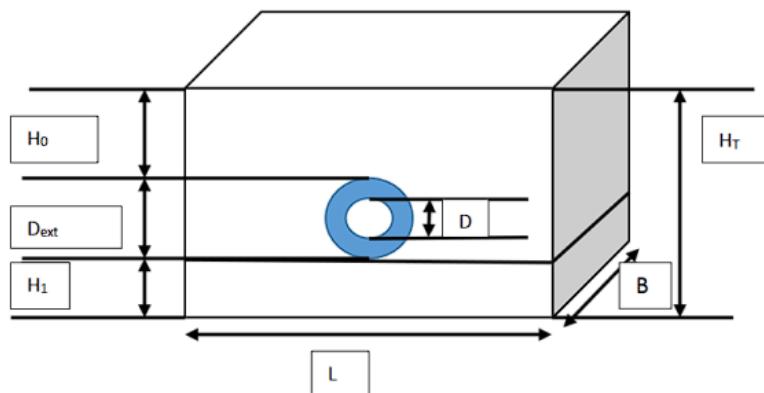


Figure IV.1 : coupe de perspective d'une fouille avec conduite

IV.5 Volume de déblais des regards

Calcul du volume d'un regard :

$$V_{\text{regard}} = \text{Profondeur} \times \text{Surface de fond de regard}$$

Les regards de forme carrée standardisée à $1,25 \times 1,25$

Donc :

$$V_{\text{regard}} = \text{Profondeur} \times 1.25 \times 1.25$$

$$\text{Volume des regards} = V_{\text{regard}} \times \text{nombre de regard}$$

Tableau IV.4 : volume total des regards

Regard selon la profondeur	Surface de fond de regard (m ²)	Nombre de regard	Volume d'un regard (m ³)	Volume total des regards (m ³)
De profondeur égale à 1,2 m	1,5625	241	1.875	451.875
De profondeur égale à 1 m	1,5625	33	1.5625	51.563
		Total	503.438	

IV.6 Volume total des déblais

Volume total des déblais = volume des déblais tranchées + volume des regards

$$V_{td} = V_d + V_{regard}$$

$$V_{td} = 8089.56 + 503.438$$

$$V_{td} = 8592.998 \text{ m}^3$$

IV.7 Volume de remblai (Vr)

$$V_r = V_d - [(\pi \times D_{ext}^2 \times L/4) - (0,1 \times L \times B)]$$

$$D_{ext} = DN + 2e$$

Avec :

V_R : Volume de remblai en (m³)

V_D : Volume de déblai en (m³)

DN : diamètre de la conduite en (m)

e : épaisseurs de la paroi de la conduite en (m)

($\pi \times D_{ext}^2 \times L/4$) : volume occupé par la conduite pour une longueur « L »

(0,10 * L*B) : volume du lit de sable pour une longueur de tronçon « L »

➤ Calcul de volume de remblai

Tableau IV.5: volume des remblais

Diamètre (mm)	Volume du déblai totale (m ³)	Volume occupé par la conduite (m ³)	Volume occupé par les regards	Volume du lit de sable (m ³)	Volume du remblai (m ³)
200	8592.998	341.72	503.438	653.42	7094.42

IV.8 Evacuation des terres en excès

$$T_{ex} = (D_b \times K_f) - R_b$$

Avec :

T_{ex} : volume des terres en excès.

K_f : Coefficient de foisonnement, pour notre cas (**K_f=1.20**)

➤ Calcul

$$T_{ex} = (8592.998 \times 1.2) - 7094.42$$

$$T_{ex} = 3217.156 \text{ m}^3$$

IV.9 Devis estimatif et quantitatif du projet

N°	Désignation des ouvrages	U	Quantité	PU (Da/U)	Montant (DA)
1	Terrassement en tranchées sur terrain de toute nature.	m³	8592	500.00	4296000.00
2	Fourniture et pose d'une couche de sable de 10 cm	m³	653.42	3000.00	1960260.00
3	Fournitures et pose des conduites en PVC(PN06) de diamètre 200mm	m.l	7816	850.00	6643600.00
4	Réalisation des regards de (1m de profondeur)	m³	33	45000.00	1485000.00
5	Réalisation de regards de (1,2 de profondeur)	m³	241	55000.00	13255000.00
6	Transport des terres à la décharge publique	m³	1498.58	600.00	1031052.00//899148.00
7	Réalisation de réservoir de chasse Réservoirs de 500 l	U	79	20000.00	1580000.00
8	Réalisation de la station de relevage	U			
	Réalisation de la bâche d'aspiration de 6.8 m³		1	500 000.00	500000.00
	Fourniture et installation de pompe immergée de types SAER PD 9100		2	220000.00	440000.00
	Fourniture et installation de conduite de refoulement en PEHD (PN10) 225mm	m.l	1015	2800.00	2842000.00
				Total	34032912.00
				TVA (19%)	6466253.28
				Montant TTC	40499165.28

❖ Le présent devis est arrêté à la somme de : **Quarante millions quatre cent quatre-vingt-dix-neuf mille cent soixante-cinq dinars et vingt-huit centimes.**

IV.10 Conclusion

L'estimation d'un projet constitue une étape essentielle pour avoir une vision claire des investissements nécessaires à sa réalisation dans les meilleures conditions techniques et économiques.

Dans ce cadre, nous avons élaboré un devis estimatif et quantitatif des différentes opérations indispensables à la mise en œuvre du projet. Ces opérations comprennent :

- L'excavation des terres pour la réalisation des fouilles,
- La construction des regards en béton armé,
- La fourniture et la pose de la couche de sable,
- La fourniture et la pose des conduites en PVC,
- Le remblaiement des tranchées,
- La réalisation des réservoirs de chasse pour assurer un auto-curage efficace,
- La mise en place de la station de relevage.

Le coût total estimé pour l'ensemble de ces travaux s'élève à quarante millions quatre cent quatre-vingt-dix-neuf mille cent soixante-cinq dinars et vingt-huit centimes (**40 499 165.28 DA**).

CONCLUSION GÉNÉRALE

Conclusion générale

L'objectif fondamental de toute politique de santé publique et de protection de l'environnement est d'assurer la conception et la mise en œuvre de réseaux d'assainissement conformes aux normes sanitaires, techniques et sécuritaires.

Dans le cadre de ce travail, nous avons étudié et dimensionné le réseau d'assainissement séparatif des eaux usées de la localité d'El Maghra, relevant de la commune de Boukhelifa (Wilaya de Béjaïa).

Notre démarche s'est articulée en plusieurs étapes clés :

- La **première phase** a été consacrée au recueil des données topographiques, des plans et des informations générales sur la zone d'étude.
- La **seconde phase** a porté sur l'analyse des besoins des habitants et l'identification des moyens techniques pour concevoir un réseau efficace et durable.
- Enfin, la **troisième phase** a été dédiée au dimensionnement du réseau et au calcul des différents ouvrages nécessaires à son bon fonctionnement.

Le choix s'est porté sur un **réseau séparatif des eaux usées**, d'un linéaire total de **7,816 km**, avec un tracé adapté à la topographie locale, permettant un **écoulement gravitaire** vers une station de refoulement projetée, laquelle assure le transfert des eaux usées vers la station d'épuration.

Les résultats techniques obtenus sont les suivants :

- Des conduites de **diamètre 200 mm** pour l'ensemble du réseau, avec une conduite de refoulement de **225 mm** ;
- L'utilisation de **tuyaux en PVC (PN06)** comme matériau principal ;
- Les **deux premières conditions d'autocurage** sont remplies ;
- La **troisième condition d'autocurage** n'étant pas satisfaite, nous avons proposé l'installation de **réservoirs de chasse** pour y remédier ;
- Le **coût global estimatif** du projet s'élève à **quarante millions quatre cent quatre-vingt-dix-neuf mille cent soixante-cinq dinars et vingt-huit centimes (40 499 165.28 DA)**.

À travers cette étude, nous espérons avoir apporté une contribution utile à l'amélioration des conditions d'hygiène et de vie des habitants d'El Maghra. Ce travail pourrait également constituer une base technique pour des études futures visant à renforcer ou à étendre le réseau d'assainissement dans la région.

RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUE

Références bibliographiques

- [1] Mr. TABOUCHE.A, mémoire de fin d'étude, *Diagnostic et réhabilitation du réseau d'assainissement d'eau usée du chef-lieu de la commune d'OUZELLAGUEN. (W) de Bejaia, Université Abderrahmane MIRA- Bejaia 2024.*
- [2] <https://fr.wikipedia.org/wiki/Boukhelifa> ; site web Wikipédia.
- [3] <https://earth.google.com/web> ; site web Google Earth.
- [4] BENMEDJKOUNE.A, mémoire de fin d'étude, *ETUDE DE L'ADDUCTION DES VILLAGES DE LA COMMUNE DE BOUKHELIFA (W) DE BEJAIA, Université Abderrahmane MIRA de Bejaia, 2021.*
- [5] LEKHAL, BENSAYAH, mémoire de fin d'étude, *L'étude des systèmes de collecte et épuration des eaux usées du Groupement urbain de Tlemcen, Université ABOU BEKR BELKAID, 2017.*
- [6] Grosclaude Gérard, *Un point sur l'eau*. S.I. : INRA Edition, 1999.
- [7] ABIBSI.N, mémoire de fin d'étude, *REUTILISATION DES EAUX USEES EPUREES PAR FILTRES PLANTES (PHYTOEPURATION) POUR L'IRRIGATION DES ESPACES VERTS APPLICATION À UN QUARTIER DE LA VILLE DE BISKRA, UNIVERSITE MOHAMED KHIDER (BISKRA).*
- [8] Organisation Mondiale de la Santé OMS, *Rapport sur les progrès en matières d'assainissement et d'alimentation en eau*. 2012.
- [9] BOURAI. S, mémoire de fin d'étude d'assainissement, *Diagnostic du réseau d'assainissement de la ville de FOUKA (W. TIPAZA) ENSH 2005.*
- [10] Calvat Gérard, *Les réseaux et l'assainissement*. LONDRES : s.n., 2009. p. 67. Vol. 2
- [11] BEN BEKKOU.R, KADI.K, mémoire de fin d'étude, *DIAGNOSTIC ET REHBILITATION DU RESEAU D'ASSAINISSEMENT LOCALITE DE M'LAOUA WILAYA DE BOUIRA, Université Abderrahmane MIRA de Bejaia, 2020.*
- [12] SAADANE.A, ZEBIRI.M. 2019. *Conception et dimensionnement du réseau d'assainissement de Draa Erich (ANNABA), Université BADJI Mokhtar ANNABA, 2019.*
- [13] AZIRA.K, *Etude de la réhabilitation du réseau d'assainissement de la ville de BOUGHZOUL – Médéa, Ecole Nationale Supérieure de l'Hydraulique (ENSH) (Blida), 2005.*
- [14] MESSAOUDI.M, *Proposition et dimensionnement d'un réseau d'assainissement pour le quartier 125 logements REMCHI (Tlemcen), Université de Tlemcen, 2015.*
- [15] MARC.S et BECHIR.S, *Guide Technique d'Assainissement*. Paris, Edition le Moniteur, 2006.

Références bibliographiques

- [16] TOURABI.R, *mémoire de fin d'étude, Etude d'un Réseau d'Assainissement de l'UC 08 flanc nord CHETOUANE (TLEMCEN)*, Université ABOU BEKR BELKAID de Tlemcen, 2015.
- [17] HADDAD.A, *mémoire de fin d'étude, Diagnostic et extension du réseau d'assainissement de la ville de Hadjout (Tipaza)*, Ecole Nationale Supérieure de l'Hydraulique(Blida), 2005.
- [18] CHERIFI.A, *mémoire de fin d'étude, Rénovation du Réseau d'Assainissement de la ville de BOUDOUAOU (BOUMERDES)*, Ecole Nationale Supérieure de l'Hydraulique (Blida), 2005.
- [19] Abbas BENZERRA, *polycopié de cours, Master 1 (HU)*.
- [20] Centre de la commune de BOUKHELIFA, *wilaya de BEJAIA*

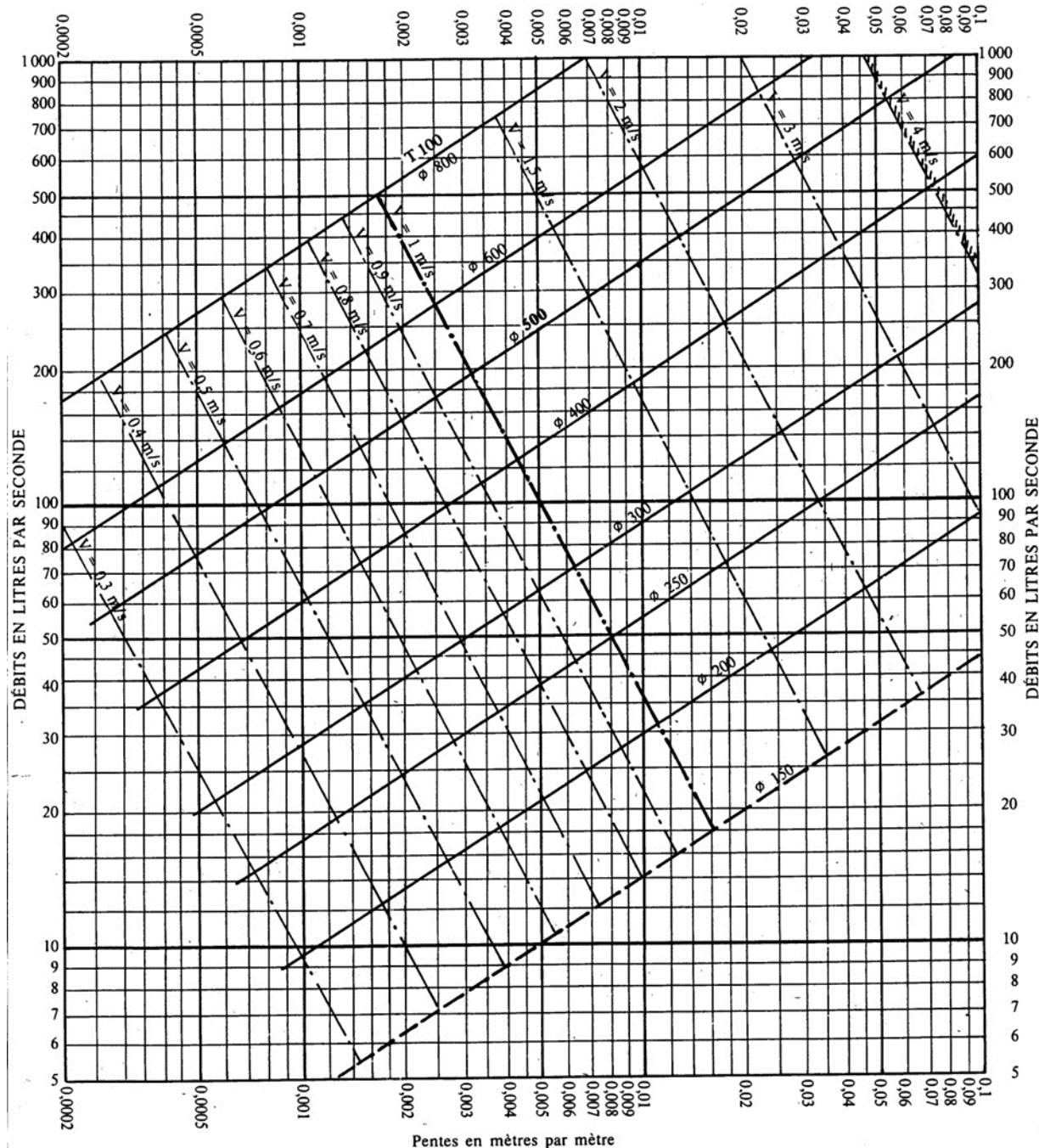
Annexe 1 : Abaque de Bazin pour les réseaux d'eaux usées en système séparatif.

ABAQUE Ab. 3

Ab. 3

RÉSEAUX D'EAUX USÉES EN SYSTÈME SÉPARATIF

Pentes en mètres par mètre



Nota. — La valeur du coefficient de Bazin a été prise égale à 0,25. Lorsque la pose des canalisations aura été particulièrement soignée, et surtout si le réseau est bien entretenu, les débits pourront être majorés de 20 % ($\gamma = 0,16$). A débit égal, les pentes pourront être réduites d'un tiers.

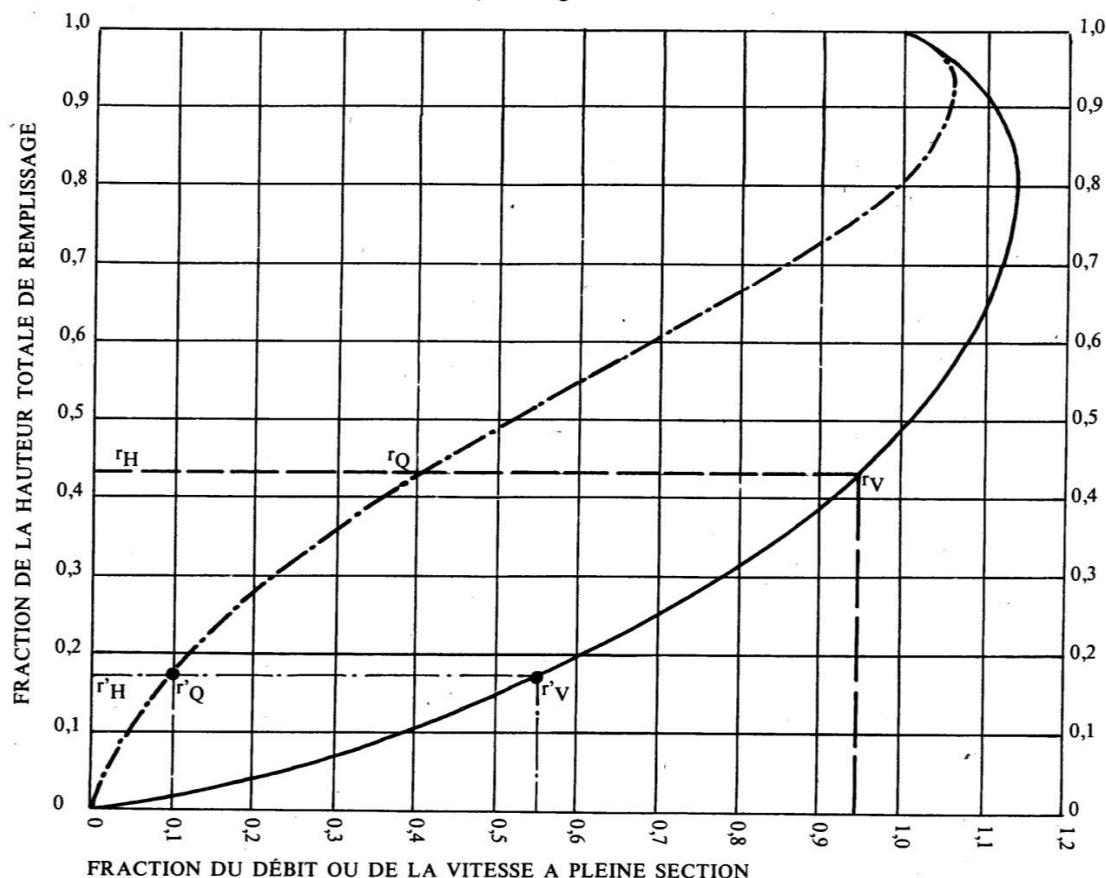
Annexe 2 : Abaque de Manning donnant les variations des débits et des vitesses en fonction du remplissage.

ABAQUE Ab. 5

Ab. 5 (a)

VARIATIONS DES DÉBITS ET DES VITESSES EN FONCTION DU REMPLISSAGE

a) Ouvrages circulaires



MODE D'EMPLOI.

Les abaques Ab. 3 et Ab. 4 (a et b) utilisés pour le choix des sections d'ouvrages, compte tenu de la pente et du débit, permettent d'évaluer la vitesse d'écoulement à pleine section.

Pour l'évaluation des caractéristiques capacitives des conduites, ou pour apprécier les possibilités d'autocurage, le nomogramme ci-dessus permet de connaître la vitesse atteinte en régime uniforme pour un débit inférieur à celui déterminé à pleine section.

Les correspondances s'établissent, soit en fonction de la fraction du débit à pleine section, soit en fonction de la hauteur de remplissage de l'ouvrage.

Exemples :

Pour $r_Q = 0,40$, on obtient $r_V = 0,95$ et $r_H = 0,43$.

Pour $Q_{PS}/10$, on obtient $r'_V = 0,55$ et $r'_H = 0,17$ (autocurage).

Nota. — Pour un débit égal au débit à pleine section, la valeur du rapport $r_Q = 1,00$ est obtenue avec $r_H = 0,80$.

Le débit maximum ($r_Q = 1,07$) est obtenu avec $r_H = 0,95$.

La vitesse maximum ($r_V = 1,14$) est obtenue avec $r_H = 0,80$.

Ces dernières conditions d'écoulement à caractère assez théorique ne peuvent être obtenues que dans des conditions très particulières d'expérimentation.

Annexes

Annexe 3 : Catalogue des pompes disponibles au marché

SAER
ELETTROPOMPE

CE

Elettropompe sommergibili - Submersible pumps

Serie - Series

= 1400 l/min

Tipo Type	Motore Motor			U.S.gpm. m³/h	13	26	53	79	105	132	156	185	211	236	264	290	317	343	370	396	422	449	Uscita Outlet
	kW	HP	Hz	l/min	50	100	200	300	400	500	600	700	800	900	1000	1100	1200	1300	1400	1500	1600	1700	
PD 600	1,1	1,5	-		6	10,8	31	4,3	3,2														2"
PD 750	0,55	0,75	20		5,8	9,6	5,2	4,5	3,4	2													2" 1/2"
PD 750	1,1	1,5	-	H	8,4	8,3	8	7,4	6,5	5,4	4,6	3,5											2" 1/2"
PD 1301	1,5	2	-	(n)	3	4,9	4,8	3,0	4,2	4	3,7	3,6	2,9	2,5	2	1,5							2"
PD 1502	2,2	3	-		3,9	5,8	5,6	5,4	5,1	4,8	4,4	4,1	3,8	3,5	3,1	2,8	2,4	2,1					3"
PD 1503	3	4	-		7,8	7,6	7,4	7,1	6,8	6,5	6,2	5,9	5,6	5,3	4,9	4,5	4,1	3,7	3,3	2,8	2,3		3"
PD 1504	3,7	5	-		9,4	9,3	8,9	8,5	8,1	7,8	7,4	6,9	6,5	6	5,6	5	4,8	4,1	3,3	3	2,4	1,8	3"

Serie - Series

PD 2000

= 1400 l/min

Tipo Type	Motore Motor			U.S.gpm. m³/h	66	132	198	264	330	396	462	528	594	660	726	792	858	Uscita Outlet				
	kW	HP	Hz	l/min	15	30	45	60	75	90	105	120	135	150	165	180	195					
					250	500	750	1000	1250	1500	1750	2000	2250	2500	2750	3000	3250					
PD 2000-4	3,7	5			11,3	10,3	9,1	8	7	5,4	4	2,2									4"	
PD 2000-4	5	7	H		13,2	12	10,5	9	7,2	5,8	4,2	2,9	1,8									4"
PD 2000-4	6	8	(n)		14,8	14	13	12	11	9,8	8,5	7	6	4,3	2,2							4"
PD 2100-4	7,5	10			16,3	15,8	14,9	13,8	12,7	11,4	10	8,8	7,6	6,2	5	3,5	1,9					4"

Serie - Series

PD 9000

= 950 l/min

Tipo Type	Motore Motor			U.S.gpm. m³/h	0	79	158	238	317	396	475	554	634	686	739	792	845	896	950	1008	Uscita Outlet
	kW	HP	Hz	l/min	0	18	36	54	72	90	108	126	144	162	180	192	204	216	228		
				0	300	600	900	1200	1500	1800	2100	2400	2600	2800	3000	3200	3400	3600	3800		
PD 9075	3	7	H		13	11	9,8	9	8,5	8	7,5	7,2	6,8	6,1	5,1	4,8	3,8	2,5	1,8	0,5	DN 150

Tipo Type	Motore Motor			U.S.gpm. m³/h	0	106	211	317	422	528	634	739	845	950	1056	1162	1267	1320	1373	1426	Uscita Outlet
	kW	HP	Hz	l/min	0	24	48	72	96	120	144	168	192	216	240	264	288	300	312	324	
				0	400	800	1200	1600	2000	2400	2800	3200	3600	4000	4400	4800	5000	5200	5400		
PD 9100	7,5	10	H		15	14,2	13	12	11	9,5	8,5	7,5	6	4,7	3,3	2,8	1,8	1,2	1	0,5	DN 150

Tipo Type	Motore Motor			U.S.gpm. m³/h	0	106	211	317	422	528	634	739	845	950	1056	1162	1214	1267	1320	1373	Uscita Outlet
	kW	HP	Hz	l/min	0	24	48	72	96	120	144	168	192	216	240	264	288	300	312	324	
				0	400	800	1200	1600	2000	2400	2800	3200	3600	4000	4400	4800	5000	5200	5400		
PD 9150	11	15	H		17	16,3	15,8	14,9	13,9	12,4	11,8	10,8	9,6	8,1	7,7	6	5,8	5	4,8	3,8	DN 150

Tipo Type	Motore Motor			U.S.gpm. m³/h	0	106	211	317	422	528	634	739	845	950	1056	1162	1214	1267	1320	1373	1426	Uscita Outlet
	kW	HP	Hz	l/min	0	24	48	72	96	120	144	168	192	216	240	264	288	300	312	336	348	
				0	400	800	1200	1600	2000	2400	2800	3200	3600	4000	4400	4800	5000	5200	5400	5600		
PD 9200	15	20	H		20	18,2	17,7	16	14,8	13,5	12,7	12,2	11,5	11	10,7	9,3	8,5	7,2	4	DN 150		

Tipo Type	Motore Motor			U.S.gpm. m³/h	0	106	211	317	422	528	634	739	845	950	1056	1162	1214	1267	1320	1373	1426	Uscita Outlet
	kW	HP	Hz	l/min	0	20	60	90	120	150	180	210	240	270	300	330	360	372	396			
				0	900	1000	1500	2000	2500	3000	3500	4000	4500	5000	5500	6000	6000	6400	6600			
PD 9250	18,5	25	H		31	28,5	26,5	24,5	22	21	20	18,5	16,5	15	12,5	11,8	10,3	9,5	8,5	8	DN 150	

Annexes

Annexe 4 : Prix des conduites en PVC

Ø200.4	Tube en PVC Ø 200 PN4	200	4.00	2400.00 DA
Ø250.4	Tube en PVC DN 250 PN4	250	3.20	4000.00 DA
Ø315.4	tube en PVC Ø 315 PN4	315	6.20	6200.00 DA
Ø400.4	POLYTUB PRODUITS Notre Entreprise DOCUMENTATION tube en PVC Ø 400 PN4	400	7.90	12000.00 DA

Tubes PN6

CODE	Désignation du tube PVC	Diamètre extérieur nominal Φ (mm)	Epaisseur nominale (mm)	Prix (HT)
Ø 63.6	tube en PVC Ø 63 PN6	63	1.90	500.00 DA
Ø 80.6	tube en PVC Ø 80 PN6	80	0.00	780.00 DA
Ø 90.6	tube en PVC Ø 90 PN6	90	2.70	850.00 DA
Ø 110.6	tube en PVC Ø 110 PN6	110	3.20	1150.00 DA
Ø 125.6	tube en PVC Ø 125 PN6	125	3.70	1650.00 DA
Ø 160.6	tube en PVC Ø 160 PN6	160	4.70	2500.00 DA
Ø 200.6	tube en PVC Ø 200 PN6	200	5.90	3600.00 DA

Caractéristiques des tubes PVC:

Pression.

Longueur: 6 mètres.

Couleur: Gris.

RÉSUMÉ

Ce travail a porté sur l'étude et l'amélioration du réseau d'assainissement des eaux usées de la localité d'El Maghra, située dans la commune de Boukhelifa. Pour cela, une démarche méthodologique rigoureuse a été adoptée, incluant la collecte et l'analyse des données, un diagnostic technique du réseau existant, le dimensionnement du nouveau réseau ainsi qu'une estimation détaillée du coût du projet. Les résultats obtenus ont permis de conclure que des conduites de diamètre 200 mm sont suffisantes pour couvrir un linéaire total de 7 816 mètres. Bien que les deux premières conditions d'auto-curage aient été respectées, la troisième ne l'était pas. Pour y remédier, nous avons proposé l'installation de réservoirs de chasse afin de renforcer l'efficacité du nettoyage automatique des canalisations. En conclusion, les recommandations formulées visent à assurer un réseau performant, durable et respectueux de l'environnement, contribuant ainsi à la protection de la santé publique et à l'amélioration du cadre de vie des habitants d'El Maghra. Ce travail pourrait également servir de base technique pour de futures études visant à renforcer ou à étendre le réseau d'assainissement dans la région.

Mots clés : assainissement, eaux usées, diagnostic, dimensionnement.

ABSTRACT

This work focused on the study and improvement of the wastewater drainage network in the locality of El Maghra, located in the municipality of Boukhelifa. A rigorous methodological approach was adopted, including data collection and analysis, a technical diagnosis of the existing network, the design of the new network, and a detailed cost estimation of the project. The results showed that 200 mm diameter pipes are sufficient to cover a total length of 7,816 meters. While the first two self-cleaning conditions were met, the third was not. To address this issue, we proposed the installation of flushing tanks to enhance the self-cleaning efficiency of the pipelines. In conclusion, the recommendations aim to ensure a high-performance, durable, and environmentally friendly sewer network, contributing to the protection of public health and the improvement of the living environment for the residents of El Maghra. This work may also serve as a technical foundation for future studies aimed at reinforcing or expanding the sewer network in the region.

Key words : sanitation, wastewater, diagnostic, sizing.

الملخص

يهدف هذا العمل إلى دراسة وتحسين شبكة تصريف المياه المستعملة في منطقة المغار، التابعة لبلدية بوخليفة. تم اتباع منهجية دقيقة شملت جمع البيانات وتحليلها، والتشخيص الفني للشبكة الحالية، وتصميم الشبكة الجديدة، بالإضافة إلى تقيير تفصيلي لتكلفة المشروع. أظهرت النتائج أن أنابيب بقطر 200 مم كافية لتعطية طول إجمالي قدره 7816 متراً. وعلى الرغم من تحقق أول شرطين للتنظيف الذاتي داخل الشبكة، إلا أن الشرط الثالث لم يتحقق. ولحل هذه المشكلة، تم اقتراح تركيب خزانات تدفق (خزانات شطف) لتعزيز فعالية التنظيف الذاتي داخل القنوات. في الختام، تهدف التوصيات المقدمة إلى ضمان شبكة صرف صحي فعالة، دائمة وصادقة للبيئة، تسهم في حماية الصحة العامة وتحسين الإطار المعيشي لسكان المغار. كما يمكن أن يشكل هذا العمل قاعدة تقنية لدراسات مستقبلية تهدف إلى تعزيز أو توسيع شبكة الصرف الصحي في المنطقة.

الكلمات المفتاحية: الصرف الصحي، المياه المستعملة، التشخيص، التصميم الهيدروليكي.