

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

وزارة التعليم العالي و البحث العلمي

Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique

جامعة أبي بكر بلقايد – تلمسان-

Université ABOU BEKR BELKAID



Faculté de Technologie

Département d'Hydraulique

MEMOIRE

Projet de Fin d'Etudes

Pour l'obtention du diplôme de Master en **Hydraulique**

Option : Eau, sol et aménagement

Thème

**Proposition et dimensionnement d'un Réseau d'Assainissement
pour le quartier 125 Logements –Remchi.**

Soutenue publiquement le : 14/06/2015

Présenté par :

M^R Messaoudi Med El Amine

M^R Mezerai Khaled

Devant le jury :

M^F DEBBAL MOHAMED ZAKARIA

Président

M^F Bentalha Chakib

Examineur

M^F Rouissat Boucherit

Examineur

M^F BOUCHELKIA Hamid

Encadreur

M^F BESSEDIK Madani

Encadreur

Promotion 2014/2015

Remerciements

*Avant tout, nous remercions **DIEU** qui a illuminé notre chemin et qui nous a armé de courage pour achever nos études.*

Et « quiconque ne remercie pas les gens, ne remercie pas Dieu »

*Au nom de vertu de travail et de l'esprit d'élévation de la connaissance, nous tiendrons à exprimer tous notre respect à notre encadreur: **M^rBouchelkia Hamid** de nous avoir orienté par ses conseils judicieux dans le but de mener a bien ce travail.*

*Un remerciement spécial pour notre Co-encadreur **Mr. Bessedik Madani**.*

*Nous adressons nos très sincères remerciements à: **Mr. Ahmed Ammar Abdel***

Ali, Mr Belgharbi Moufek , Mr Mestar Abdou , Mr Haddou Sid

***Ahmed, Mr Sheili Mohamed , Mr Abasse Kaddour** , leurs disponibilités, leurs conseils ont permis la réalisation de ce mémoire.*

Nos vifs remerciements à nos examinateurs

de nous avoir fait l'honneur d'accepter d'examiner et de discuter ce travail.

Je tiens à remercier aussi Tout ceux qui ont contribués de près ou de loin dans l'élaboration de notre mémoire.

Dédicace

Au terme de cette étude, je tiens à exprimer mes sincères sentiments à :

Mon père et ma mère pour leurs sacrifices et leurs conseils, sans lesquels je ne serais jamais
arrivé à ce niveau que Dieu les garde.

Mes sœurs et mes frères

Toute la famille qui prend le nom Mezerai

Pour mes collègues de travail

Et à tous mes amis .

Dédicace

Tout d'abord, louange a Allah qui m'a guidé sur le droit chemin tout le long du travail et m'a inspiré les bons pas et les justes reflexes. Sans sa miséricorde ; ce travail n'aura pas abouti.

Que le salut soit sur notre prophète Mohammed(PSL), sa famille et ses
Compagnons

Je dédie ce travail a :

Notre prophète que le salut soit sur lui « ma source d'orientation et de lumière »

A mes chers parents,

Tous les mots du monde ne sauraient exprimer l'immense amour que je vous porte, ni la profonde gratitude que je vous témoigne pour tout les efforts et les sacrifices surtout ma mère que Dieu ait pitié et de repos habité en paix. J'espère avoir répondu aux espoirs que vous avez fondés en moi.

A mes frères et ma sœur que je leurs souhaite toute la réussite inshallah .

A tous mes enseignants tout au long de mes études,

Veillez accepter l'expression de ma profonde gratitude pour votre soutien, encouragement et affection.

A toute ma famille « MASSAOUDI » ainsi ma deuxième famille « MZERAI » a tous mes amis ainsi qu'a toute la promo.

A tous ceux qui ont participé de près ou de loin à la réalisation de ce travail.

Et enfin a tous ceux et celles qui me sont chers et que j'ai omis involontairement de citer.

Résumé

Le quartier des 125 logements qui occupe une place importante dans la ville de Remchi a connu récemment une dégradation de son réseau d'assainissement et elle présente, d'une part un problème avec les eaux pluviales qui par l'absence d'avaloirs, se stagnent et entraînent une augmentation considérable des volumes des eaux ruisselées en temps de pluie et expose le quartier aux inondations, et de l'autre part le problème avec les eaux usées qui peuvent entraîner des maladies diverses et donc mettre la vie des habitants du quartier en danger.

Notre étude a pour objectif de relever les anomalies que pose le quartier des 125 logements en matière d'assainissement afin de prévoir un redimensionnement d'un réseau d'assainissement et de corriger les problèmes actuels.

Afin d'atteindre les objectifs tracés, deux étapes essentielles ont été menées. La première a concerné, l'établissement d'un diagnostic du réseau existant. La seconde à traiter une proposition d'un tracé et un dimensionnement d'un schéma général d'assainissement en prenant en considération la configuration topographique de la zone d'étude et tous les autres facteurs.

Mots clés :

Assainissement, eau usée, eau pluviale, Remchi, 125 logements.

Abstract:

The 125 Neighborhood which has an important place in the Remchi city has recently experienced a deterioration of its wastewater system and presents, at first, a problem with storm water by the absence of Breechings, and all defects current network stagnates and causes a considerable increase volumes of surface water flow during rainstorms and exposes the area to flooding, and second the problem with wastewater that can cause various diseases and put the residents of the area at risk.

Our study aims to shed light on the problems of drainage channels that plague the neighborhood of 125 housing field and propose solutions and new plans to deal with all the current problems.

To achieve our objectives, two major steps have been taken. First, establish a diagnosis of the existing network, second proposal to treat a path and sizing of general purification scheme taking into account the topographic configuration of the study and other factors area.

Keywords :

125 Neighborhood, Remchi, wastewater, rainstorms, storm water

المخلص

شهد حي 125 سكن الواقع بمدينة الرمشي في الأونة الأخيرة تدهورا كبيرا في نظام الصرف الصحي. وقد شمل ذلك من جهة مياه الأمطار التي بسبب عدم وجود البالوعات وكل مشاكل الشبكة الحالية تبقى راكدة وتؤدي إلى زيادة كبيرة في تدفق كميات المياه السطحية أثناء فترات تساقط الأمطار بالزيادة إلى المياه المستعملة. وتعرض المنطقة للفيضانات, و من جهة أخرى مشكلة مياه الصرف الصحي التي يمكن أن تتسبب في مختلف الأمراض ، و تعرض بذلك حياة سكان المنطقة إلى الخطر .

و تهدف دراستنا الى تسليط الضوء على مشاكل قنوات الصرف الصحي التي يعاني منها حي 125 سكن و اقتراح حلول ميدانية ومخططات جديدة لمعالجة كل المشاكل الحالية .

لتحقيق أهدافنا، اتخذنا خطوتين رئيسيتين: الأولى تتمثل في تشخيص الشبكة الحالية. أما الثانية فقد قمنا بلقترح مخطط عام لشبكة جديدة لصرف المياه الصحية مع اخذ التكوين الطبوغرافي للحي وعوامل أخرى بعين الاعتبار.

الصرف الصحي, الرمشي ,حي 125سكن , مياه الأمطار, المياه المستعملة

Liste des Tableaux

Tableau I.1 : Avantages et inconvénients des différents systèmes	5
Tableau (I.2) : Coefficient de ruissellement en fonction de la densité de population	15
Tableau (I.3) : Coefficient de ruissellement en fonction de la densité de population.....	16
Tableau (I.4) : Coefficients de ruissellement en fonction de la catégorie d'urbanisation	16
Tableau II.1 : Pluviométrie moyenne mensuelle et annuelle.....	25
Tableau II.2 : les données climatiques de la station de Zénata.....	25
Tableau II.3 : Température moyenne mensuelle.....	26
Tableau (II.4) : les vents	26
Tableau III.1 :Représentation de la consommation et les rejets	33
Tableau (III.2) calcul des débits et répartition sur les tronçons.....	35
Tableau III.3 : données caractérisant des réseaux.....	38
Tableau III.4 : Résultats des calculs de dimensionnement du réseau	47
Tableau III.5 : le rapport entre le diamètre et la largeur de la tranchée.....	52

Liste des Figures

Figure II.1. La Région prise de Google Earth.....	21
Figure II.2 : 125 logements Prise de Google Earth.....	22
Figure II.3 : Conduite dans un état défectueux.....	28
Figure II.4 : montre le débordement des eaux usées	28
Figure II.5 : Regard dégradé.....	29
Figure II.6 : un branchement particulier dégradé.....	29
Figure II.7 : Rue du quartier 125 logements	30
Figure II.8 les eaux de pluie stagnée.....	30
Figure II.9 : un regard démoli.....	31
Figure III.1 : trace réseau du réseau d'assainissement.....	32
Figure III.2 : Conception de réseau d'assainissement.....	34
Figure III.3 : Réseau et bassins élémentaires.....	36
Figure III.4 : Profil en long Assainissement tronçon R13-Rex(2).....	49
Figure III.5 : Profil en long Assainissement tronçon R38-Rex(1).....	49
Figure III.6 : Profil en long Assainissement tronçon R45-Rex(2).....	49
Figure III.7 : Plan du Réseau Assainissement avec tous les caractéristiques Hydrauliques..	49
Figure III.8 : Plan type Grille-Caniveau.....	49

Figure III.9: plan type d'avaloir	49
Figure III.10 : Détails des regards.....	49
Figure III.11 : Matériaux d'enrobage.....	56

Liste des abréviations

AbréviationsMots complets

ADE.....	Algérienne des eaux.
AEP.....	Alimentation en eau potable.
R.N.....	Route nationale.
PDAU.....	Plan directeur d'aménagement urbain.
POS.....	Plan d'occupation de sol.
ONM.....	Office national de la météorologie.
APDRMTS.....	Agence du projet de développement rurale des montsdes Traras etSebaaChioukh.
CTN.....	Cote terrain naturel.
A(ha).....	Superficie du bassin versant.
Tc.....	Tempe de concentration.
I.....	La Pente
C.....	Coefficient de ruissellement.
Qment.....	Débit entrant.
Qmsor.....	Débit sortant.
R.....	Débit spécifique.
Qps.....	Débit plein section.
Vps.....	Vitesse plein section
l/s.....	litre par seconde.
l/hab/an.....	litre par habitant par année.
m ³ /hab/an.....	mètre cube par habitant par année.
l/hab/j.....	litre par habitant par jour.

Sommaire

INTRODUCTION	1
Chapitre I : Les réseaux d’assainissement	3
I.1. Nature des eaux à évacuer	3
I.1.1. Débit des eaux domestiques	3
I.1.2. Débits d’eaux industrielles et services publics	
I.1.3 Les eaux des ruissellements	3
I.3 Différents types des réseaux d’assainissement	4
I.3.1 Réseau unitaire	4
I.3.2 Réseau séparatif	4
I.3.3 Réseau pseudo séparatif	4
I.4 Critères influant sur le choix.....	6
I.5 Choix du système d’assainissement.....	6
I.6 Tracé du réseau d’assainissement	7
I.7 Evaluation des Débits Rejetés.....	7
I.7.1 Calcul des Débits des Eaux Usées.....	7
I.7.2 Calcul des Débits des Eaux Pluviales.....	7
I.7.2.1 Quantités des eaux pluviales.....	7
I.8 Dimensionnement Hydraulique.....	8
I.8.1 Recommandations.....	8
I.8.2. Détermination Des Caractéristiques Hydrauliques.....	9
I.8.3 Fonctionnement Du Réseau Et Conditions D’auto-curage.....	9
I.9 Débit d’eaux pluviales	9

I.9.1 Evaluation du débit pluvial par la méthode rationnelle.....	10
I.9.2 Temps d'entrée d'un sous bassin versant (tc)	10
I.10 Détermination des diamètres des conduites du réseau.....	11
I.11 Conception du réseau	12
I.12 Estimations des débits des eaux de ruissellement.....	12
I.12.1 Qualité des eaux de ruissellement	12
I.12.2 Evaluation du débit d'eau pluviale.....	13
I.13 Evaluation du coefficient de ruissellement.....	14
I.13.1 Coefficient de ruissellement.....	15
I.14. Dimensionnement du réseau d'assainissement.....	16
I.14.1 Conditions d'écoulement et de dimensionnement.....	16
I.14.2. Mode de calcul.....	17

Chapitre II : Présentation de la ville de Remchi et de la zone d'étude

(cité 125 logements)

II.1 Situation Géographique.....	20
II.2 Caractéristiques générales du site.....	21
II.3 Situation Géologique superficielle.....	22
II.3.1 la géologie de la région de Tlemcen.....	22
II.3.2 la géologie de la zone d'étude	23
II.4 Situation hydrologique et Hydrogéologique	23
II.4.1 situation Hydrologique.....	23
II.4.2 situation Hydrogéologique.....	24
II.5 Situation topographique.....	24

II.6 Situation climatique	24
II.6.1 Données en pluviométrie	25
II.6.2 Données en Températures.....	25
II.6.3 Les Vents	26
II.6.4 Les Gelées.....	26
II.6.5 Les Neiges	27
II.7 Ressources en Eau et Ouvrages de Stockage.....	27
II.8. L'état et inventaire des points noirs du réseau De la cité 125 logements.....	28

Chapitre III :Dimensionnement du réseau d'assainissement des 125 logements

III.1 choix du système d'assainissement	32
III.2 Tracé du réseau d'assainissement des 125 logements.....	32
III.3 Situation du Réseau.....	32
III.4 Estimation des rejets d'eaux usées	33
III.5 Dimensionnement du réseau d'assainissement	36
III.6 Dimensionnement de notre réseau.....	40
III.6.1. Le temps d'entrée d'un sous bassin versant (tc)	41
III.6.2 Conditions de fonctionnement d'un réseau en réseau séparatif ou unitaire	42
III.7 Profil en long	49
III.8- MISE EN ŒUVRE DES CANALISATIONS EN PVC	50
III.8.1- Approvisionnement sur chantier	50
III.8.1.1- Chargement et transport	52

Déchargement	50
III.8.1.3- Manutention	50
III.8.1.4- Stockage.....	50
III.8.2- Construction de la tranchée	51
III.8.2.1- Terminologie	51
III.8.2.2- Profondeurs de fouille	51
III.8.2.3- Largeur de tranchée.....	52
III.8.2.5- Lit de pose	53
III.8.3- Assemblage	54
III.8.3.1- Coupe	54
III.8.3.2- Assemblage par bague de joint d'étanchéité	54
III.8.4- Mise en place des tubes	54
III.8.4.1- Descente en tranchée	54
III.8.4.2- Sens de pose.....	55
III.8.5- Pose en terrains instables	57

Introduction

On observe depuis quelques années une urbanisation croissante et une densification spatiale importante ; et les infrastructures d'assainissement sont malheureusement très insuffisantes et très peu développées induisant des maladies diverses liées à la vie dans un environnement insalubre. C'est pourquoi L'assainissement en milieu urbain et rural est sans doute indispensable à un épanouissement, et surtout primordiale pour la protection de l'hygiène du milieu environnant et il représente un enjeu majeur tant pour la santé public que pour l'environnement.

L'assainissement a pour objet l'évacuation des eaux usées et des eaux pluviales par des dispositifs compatibles avec les exigences de la santé publique et de l'environnement, il est règlementé dans le code de la santé publique et dans le code général des collectivités territoriales, puisque ce sont en premier chef notre santé et les communes qui sont concernées.

Au dépend de ces informations nous avons fait une étude du réseau d'assainissement du quartier 125 logements qui est très peuplés et dans lequel nous avons constaté que tous ces services sont déficients; ce qui expose cette zone à de nombreux problèmes surtout avec l'imperméabilisation des sols et la dégradation du réseau d'assainissement actuel tel que : les conduites qui sont dans un état défectueux, la dégradation de plusieurs regards et des branchements, l'absence des avaloirs, la stagnation des eaux de pluie sur les voiries pendant 15 jours après la précipitation.

Ce qui entraîne d'un coté une augmentation considérable des volumes des eaux ruisselées en temps de pluie et par la suite une forte sollicitation des réseaux d'assainissement, ce qui produise des débordements et des inondations en cas de leur sous dimensionnement, et ceci menace en premier lieu la sécurité des personnes, ainsi que leurs santé et même leursbiens, et touche à l'environnement côtoyant à l'activité humaine.

De l'autre coté ces débordements, s'ils proviennent d'un réseau unitaire ils seront automatiquement très chargés en polluants des eaux usées car ils entraînent avec eux les dépôts en matière organique cumulée dans le réseau pendant la période du temps sec, et même le débordement des eaux usées vers la voirie provoquent une odeur terrible, tout ceci est très néfaste pour le milieu naturel et pour la population.

Notre objectif dans cette étude est de mettre en place une orientation à moyen et à long terme pour améliorer la qualité, la fiabilité et la capacité du réseau d'assainissement, et donc de proposer un dimensionnement de ce dernier dans le quartier 125 logements .

A cet effet notre mémoire sera structuré comme suite:

Chapitre I: Les réseaux d'assainissement

Chapitre II : présentation de la ville de Remchi et de la zone d'étude du quartier 125 logements

Chapitre III : dimensionnement du réseau d'assainissement.

Les réseaux de canalisation assainissement ont pour but d'assurer la collecte et l'évacuation de l'ensemble des eaux pluviales et usées du périmètre du quartier 125 logements et ceci d'une manière compatible avec les impératifs de protection de l'environnement afin de réduire la pollution et créer des conditions de vie agréable et lutter contre les maladies à transmission hydrique.

I.1. Nature des eaux à évacuer

Le débit arrivant à l'exutoire du réseau d'assainissement, à la station de traitement ou au milieu naturel est la somme de divers débits que nous allons définir ci- après.

I.1.1 Débit des eaux domestiques

Le débit des eaux domestiques Q_{md} est le débit moyen instantané provenant des usagers particuliers connectés au réseau. En assainissement, on s'intéressera davantage au débit domestique de pointe Q_{pd} qui vaut :

$$Q_{pd} = P \cdot Q_{mdj} \dots \dots \dots (I.1)$$

Avec
$$P = 1.5 + 2.5 \frac{1}{\sqrt{Q_{mdj}}} \dots \dots \dots (I.2)$$

P : Coefficient de pointe

Q_{mdj} : Débit domestique de pointe

I.1.2. Débits d'eaux industrielles et services publics

Ces débits sont générés par des activités industrielles des entreprises (qui doivent par ailleurs signer une convention particulière de déversement dans le réseau) ainsi que les activités des services publics pour le nettoyage des espaces publics [1].

I.1.3 Les eaux des ruissellements

Elles émanent des eaux de pluie. Les eaux qui s'abattent sur le bassin versant jouent trois rôles :

D'abord elles humidifient la surface du bassin et les équipements qui y sont installés ; ensuite, elles s'infiltrent dans le sol et rejoignent la nappe phréatique; enfin les échant, elle ruissellement jusqu'au point de captage (fossé bouche d'égout ou rivière) [1].

I.3 Différents types des réseaux d'assainissement

L'assainissement collectif suppose d'avoir un réseau urbain d'assainissement auquel les usagers se raccordent pour collecter les eaux usées ; ainsi le réseau peut être unitaire ou séparatif.

Le réseau unitaire collecte ensemble dans une même canalisation, les eaux usées domestiques et les eaux pluviales, tandis que dans le réseau séparatif, il y a deux raccordements par habitation, un pour les eaux usées domestiques et le second pour les eaux pluviales.

I.3.1 Réseau unitaire

Un système dit unitaire, appelé aussi « tout à l'égout », est un système qui draine l'ensemble des eaux usées et pluviales vers l'extérieur de l'agglomération par un réseau unique. C'est un système compact qui convient mieux pour les milieux urbains de hautes densités, mais qui pose, mais qui pose des problèmes d'auto-curage en période sèche [2].

I.3.2 Réseau séparatif

Un système dit séparatif qui collecte séparément les eaux usées et les eaux pluviales dans deux réseaux distincts. Il est adopté dans les petites et moyennes agglomérations et dans les extensions des grandes villes [2].

I.3.3 Réseau pseudo séparatif

C'est un réseau séparatif particulier dans lequel le réseau d'évacuation des eaux usées reçoit certaines eaux pluviales (toiture, cours, etc.), le réseau pluvial ne reçoit que les eaux de ruissellement des chaussées et des trottoirs [2].

Tableau I.1 : Avantages et inconvénients des différents systèmes [3]:

Système	Domaine d'utilisation	Avantages	Inconvénients	Contraintes d'exploitation
Unitaire	<ul style="list-style-type: none"> - milieu récepteur éloigné des points de collecte - topographie à faible relief - débit d'étiage du cours d'eau récepteur important. 	<ul style="list-style-type: none"> - conception simple - encombrement réduit du sous-sol - à priori économique - pas de risque d'inversion de branchement. 	<ul style="list-style-type: none"> - débit à la STEP très variable - la dilution des eaux usées est variable - apport de sable important à la station d'épuration ; - rejet direct vers le milieu récepteur du mélange " eaux usées eaux pluviales " au droit des déversoirs d'orage. 	<ul style="list-style-type: none"> - entretien régulier des déversoirs d'orage et des bassins de stockage - difficulté d'évaluation des rejets directs vers le milieu récepteur.
Séparatif	<ul style="list-style-type: none"> - petites et moyennes agglomérations ; - extension des villes ; - faible débit d'étiage du cours d'eau récepteur. 	<ul style="list-style-type: none"> - diminution des sections des collecteurs - exploitation plus facile de la STEP - meilleure naturel préservé 	<ul style="list-style-type: none"> - encombrement important du sous-sol - coût d'investissement élevé - risque important d'erreur de branchement. 	<ul style="list-style-type: none"> - Surveillance accrue des branchements - entretien d'un linéaire important de collecteurs (eaux usées et pluviales)
Pseudo séparatif	<ul style="list-style-type: none"> - petits et moyennes agglomération. - présence d'un milieu récepteur proche. 	<ul style="list-style-type: none"> - Le problème des faux branchements est éliminé. - Le plus gros des eaux pluviales étant acheminées en d'hors de la ville, ce qui nous donne des collecteurs traversant la ville de moindre dimension 	<ul style="list-style-type: none"> - le fonctionnement de la station d'épuration est perturbé, la charge polluante est variable en qualité et en quantité 	<ul style="list-style-type: none"> - Entretien régulier des déversoirs d'orage et des bassins de stockage ; - Surveillance accrue des branchements.

I.4 Critères influant sur le choix

On peut définir les critères influant sur le choix d'un système de la façon suivante :

- ❖ Evacuer au plus bas cout possible les eaux de ruissellement (choix du tracé et du profil en long bien adapté aux besoins)
- ❖ Respecter les objectifs de qualité des eaux rejetées dans le milieu naturel
- ❖ Tenir compte des choix d'urbanisme et d'occupation des sols

Ainsi, généralement, le choix entre les systèmes d'assainissement résulte d'une suite de considérations :

Techniques : topographie locale, régimes des précipitations, nature du terrain, tracé du réseau de la voirie urbaine, importance de l'imperméabilité des sols, répartition de l'habitat, préservation des lieux habités contre les inondations.

1. Liées à des objectifs de qualité
2. Urbanistiques (réparation des quartiers résidentiels, commerciaux et industriels)
3. Environnementales, qui parfois interdiront le recours à un équipement unitaire
4. De proximités des réseaux voisins et de leurs positions en profondeur[4].

I.5 Choix du système d'assainissement

Le choix du système d'assainissement est conditionné par plusieurs facteurs (situation, profil, débit, cout ...) et notamment par :

- ❖ La densité de population
- ❖ La nature des sols et leurs aptitudes à assurer l'épuration des eaux usées
- ❖ La présence des nappes phréatiques
- ❖ L'existence d'un système d'assainissement collectif public
- ❖ L'espace disponible
- ❖ Les orientations choisies en matière d'aménagement (élaboration d'un schéma directeur d'assainissement et sa mise en œuvre).

De tout ce qui précède, dans le présent projet le réseau le plus adéquat, approprié et nécessaire à adapter est celui du **type unitaire** pour les raisons suivantes :

- ❖ Indisponibilité d'espace ; voie de 3.00m de large et l'existence de plusieurs réseaux enterrés (réseau d'AEP, réseau électrique, réseau téléphonique, réseau Gaz et l'actuel réseau d'assainissement)
- ❖ Impossibilité de réaliser un réseau pluvial par tronçons courts et autonomes.
- ❖ Existence d'un réseau général unitaire[4].

I.6 Tracé du réseau d'assainissement

Le tracé du réseau d'un réseau d'assainissement se fait selon les critères suivants [3]:

- ❖ Suivre autant que possible le plan de la voirie
- ❖ Distance max entre 2 regards de visite : 70m
- ❖ 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 $\varnothing 200$ mm et $\varnothing 300$ mm pour le réseau pluvial ou unitaire
- ❖ Diamètres croissants d'amont en aval
- ❖ Délimiter les sous bassins versants drainés par chaque tronçon.

I.7 Evaluation des Débits Rejetés

Pour l'évaluation des débits rejetés il faut suivre les taches suivantes :

I.7.1 Calcul des Débits des Eaux Usées

Pour dimensionner les ouvrages d'évacuation, il convient de prendre en compte les valeurs extrêmes de débits qui sont [2] :

- ❖ Les valeurs des débits de pointe
- ❖ Les valeurs des débits minimaux qui permettent d'apprécier la capacité d'auto curage.
La vitesse d'entraînement des dépôts étant de l'ordre de 0,6m/s.

I.7.2 Calcul des Débits des Eaux Pluviales

I.7.2.1 Quantités des eaux pluviales

I.7.2.2 Généralités

La détermination du volume des eaux de ruissellement est effectuée en tenant compte :

- ✓ Des caractéristiques de la pluie (intensité – durée des averses)
- ✓ Des caractéristiques de la surface du bassin versant (nature, degré de perméabilité, pente et aménagement)
- ✓ Des lois hydrauliques relatives aux écoulements à surface libre

Il est nécessaire de définir d'une manière scientifique les débits des eaux pluviales à évacuer pour éviter le surdimensionnement ou le sous dimensionnement du réseau projeté.

I.8 Dimensionnement Hydraulique

Une bonne conception de réseau d'assainissement doit permettre d'éviter :

La formation des dépôts des matières solides pouvant nuire à l'écoulement, pour cela notre réseau doit répondre aux critères des conditions d'auto curage

I.8.1 Recommandations

Le choix d'un diamètre de collecteur et d'une pente de projet devra tenir compte des normes suivantes :

1. La vitesse doit s'inscrire à l'intérieur d'une fourchette de valeurs limites :

$$V_{min} \leq V \leq V_{max} \dots \dots \dots (II.10)$$

Avec :

V_{min} : Vitesse au-dessous de laquelle l'auto curage ne serait pas réalisé.

V_{max} : Vitesse au-dessous de laquelle il ya risque d'érosion du matériau.

2. Le diamètre doit correspondre à un diamètre commercial dont le plus faible, pour le transport des eaux pluviales ne peut être inférieur à 300mm

Pour le présent projet toutes les conditions ont été respectées à savoir [5] :

- ✓ Le diamètre préconisé minimum admissible d'un réseau d'assainissement de type unitaire est le Ø 315 mm normalisé et disponible sur le marché national

- ✓ La pente minimale recommandée est : $I = 5\%$
- ✓ Le taux de remplissage n'excédera pas 80%
- ✓ Les caractéristiques d'évacuation seront calculées à partir de l'abaque de Manning Strickler pour les tuyaux circulaires en béton.

I.8.2. Détermination Des Caractéristiques Hydrauliques

Les canalisations (élément $\geq 2,00$ ml) sont caractérisées du point de vue hydraulique par [6] :

- ❖ Une paroi entièrement lisse
- ❖ Une grande longueur des éléments diminuant le nombre des joints
- ❖ L'existence des pièces de raccord ne créant aucune discontinuité

Partant de cet ensemble de qualités, il est possible d'adopter en toute sécurité comme coefficient d'écoulement de la formule de Manning Strickler $k = (1/n) = 72,46$ (pour $n=0,013$).

I.8.3 Fonctionnement Du Réseau Et Conditions D'auto-curage

Afin d'éviter les dépôts, assurer un bon fonctionnement du réseau et un écoulement libre, il faut créer des pentes assurant des vitesses d'auto curage :

- ❖ Vitesse d'écoulement minimale dans la conduite (V_{min})= 0.6m/s à QPS/10
- ❖ Vitesse d'écoulement minimale dans la conduite (V_{min})= 0.3m/s à QPS/100
- ❖ Vitesse maximale (V_{max})=3 à 4 m/s [1].

Ainsi que :

- 1- Le débit maximal est obtenu lorsque la canalisation est remplie à 95% de sa hauteur
- 2- La vitesse maximale est obtenue lorsque la fonction de la hauteur totale de remplissage atteint 80% [7].

I.9 Débit d'eaux pluviales

Les seules quantités d'eaux à évacuer qui ne proviennent pas de la distribution sont les pluies. Pour déterminer les débits pluviaux à évacuer, on se basera sur les connaissances hydrologiques des fortes averses.

On admettra, pour limiter les dépenses d'équipement, que de loin en loin (par exemple en moyenne une fois tous les dix ans) les réseaux d'assainissement devienne insuffisant, ce qui entrainera une submersion partielle et momentanée des voies de communication, surtout dans les bas quartiers [7].

I.9.1 Evaluation du débit pluvial par la méthode rationnelle

La méthode rationnelle, mise au point avant l'avènement des équipements informatiques, permet de calculer rapidement les débits de ruissellement maximaux pour des pluies uniformes tombant sur des bassins versants de faible superficie (moins de 5 km², selon Viessamen et Hammer, jusqu'à 25 km² selon le ministère de transport de Québec dans son manuel de conception des ponceaux de 1994) c'est une méthode parfaitement appropriée en ce qui concerne les bassins versants urbains [7].

Le ruissellement maximal imputable à une pluie d'intensité uniforme I, tombant sur l'ensemble du bassin et d'une durée tnsupérieur ou égal au temps de concentration tc du bassin est calculé à l'aide de l'équation suivante :

$$Q_p = 0,167 \cdot C \cdot i \cdot A \dots \dots \dots (I.3)$$

Avec $C \cdot A = \sum C_i \cdot A_i$

Qp : le débit de pointe (m³/S)

A : surface du bassin versant (ha)

i : intensité moyenne maximale (mm/min)

C : coefficient de ruissellement

On prendra $i=4 \cdot t_c^{-0.5}$ applicable pour l'Algérie pour une période de retour de 10 ans pour l'application de formule de la méthode rationnelle dans notre projet [3].

I.9.2 Temps d'entrée d'un sous bassin versant (tc)

Le temps d'entrée (temps de concentration), t_c , d'un bassin versant urbain est le temps le plus important que peut mettre l'eau qui ruisselle dans ce bassin versant à atteindre la bouche d'égout. La valeur du temps d'entrée est fonction de [7]:

- ❖ La pente moyenne de la surface du terrain en direction de la bouche d'égout.
- ❖ La distance que l'eau doit parcourir, en surface, pour atteindre la bouche d'égout
- ❖ La nature de la surface sur laquelle l'eau doit ruisseler.

Il existe plusieurs modèles de d'évaluation du temps de concentration d'un bassin versant. Le calcul des temps d'entrées des sous bassins de notre projet se fera avec le modèle

de Kirpich : $t_c = 0.0195.L^{0.77} .F.S^{-0.385} \dots \dots \dots (I.4) .$

L : longueur maximale parcourue par l'eau sur la surface (m)

S : pente moyenne du chemin parcouru par l'eau (m/m)

F : facteur relatif à la surface ; il permet d'utiliser l'équation les régions autres que rurales (f =1 pour bassin rural)

I.10 Détermination des diamètres des conduites du réseau

Le diamètre des conduites est donné par la formule de Chezy :

$$V = C \sqrt{R_h \cdot I} \dots \dots \dots (I.5)$$

C : Coefficient de Chézy

Manning propose:

$$C = \frac{1}{n} \cdot R_h^{\frac{1}{6}} (I.6) \dots \dots \dots (I.6)$$

Bazin propose:

$$C = \frac{87}{1 + \frac{a}{\sqrt{R_h}}} \dots \dots \dots (I.7)$$

R: rayon hydraulique

I : pente de conduit

V : vitesse d'écoulement (m/s)

n : rugosité de la conduite

En posant :

$$Q_p = V.S$$

On obtient après développement de la formule de Manning :

$$D = \left(\frac{n \cdot Q_p}{0.3117 \cdot \sqrt{I}} \right)^{3/8} \dots \dots \dots (I.8)$$

C'est la formule qu'on utilisera pour la détermination des diamètres des conduites des réseaux dans notre projet.

I.11 Conception du réseau

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

- ❖ Les collecteurs sont définis par leur :
 - ✓ Emplacement (en plan),
 - ✓ Profondeur,
 - ✓ Diamètres (intérieur et extérieur),
 - ✓ Pente,
 - ✓ Leur joints et confection.
- ❖ Les regards de visite et de jonction sont également définis par leur,
 - ✓ Emplacement (en plan),
 - ✓ Profondeur [3].

I.12 Estimations des débits des eaux de ruissellement

Les eaux pluviales ou de ruissellement comprennent les eaux de pluies, les eaux de lavage, des rues et les eaux de drainage.

I.12.1 Qualité des eaux de ruissellement

La pollution des eaux de ruissellement est variable dans le temps ; plus fort au début d'une précipitation qu'à la fin par suite du nettoyage des aires balayées par l'eau, Cette

pollution première est elle-même variable et croît en même temps que le taux d'industrialisation, à proximité des crassiers, par exemple, les eaux de ruissellement en provenance des cours de fermes sont également assez polluées.

Ces eaux sont polluées par les matières qu'elles entraînent, en provenance des trottoirs et chaussées (mazoute, bitume, etc.) ; elles contiennent, également, du zinc du plomb et du cuivre.

Les eaux de drainage peuvent provenir de la montée d'une nappe phréatique dans le sol ; elles sont généralement polluées.

Toutes ces eaux contiennent, la plus part du temps, des sables, sujétion importante en ce qui concerne leurs évacuations [3].

I.12.2 Evaluation du débit d'eau pluviale

Si on fait une comparaison entre la quantité d'eaux usées et d'eaux pluviales issues d'une agglomération, on constatera une nette différence entre les deux, telle que les eaux pluviales représente la majeure partie.

Pour l'estimation des eaux pluviales, on fait un découpage de l'aire de l'agglomération en sous bassin, suivant des critères bien précis, en suite on attribue à chaque sous bassin un coefficient de ruissellement pondéré en fonction de la nature du sol drainé. La quantification des eaux de ruissellement est obtenue par l'application de différentes méthodes

On peut citer deux méthodes essentielles les plus utilisées :

- ❖ Méthode superficielle ;
- ❖ Méthode rationnelle [7].

Remarque : On fait le calcul de notre réseau par la méthode rationnelle

- **Méthode rationnelle**

C'est une méthode qui consiste à estimer le débit à partir d'un découpage du bassin versant en secteurs limités par les lignes isochrones, cette méthode fut découverte en 1889, mais ce n'est qu'en 1906 qu'elle a été généraliser, elle est connue aussi par la méthode de LLOYD DAVIS*, c'est une méthode qui a fait et fait ses preuves surtout pour les bassins urbains a faible surface (≤ 10 ha)[7].

La méthode est définie sous la forme :

$$Q_p = k \cdot C \cdot i \dots\dots\dots (I.9)$$

Avec :

Q: Débit maximal [m³/s].

A : Surface du bassin versant [ha].

i : Intensité de pluie [mm/ha].

C : Coefficient de ruissellement.

K : Coefficient de répartition de pluie dans l'espace du bassin K=0.167

Remarque :

Cette évaluation reste valable que pour les pluies de durée $t \geq t_e$

Ou t_e : Temps d'écoulement dans le sous bassin.

la méthode rationnelle est fondée sur les hypothèses suivantes :

- ❖ L'intensité de pluie reste constante dans le temps.
- ❖ Les surfaces dites imperméables (rues, toitures,...etc.) sont uniformément répartie sur le bassin.
- ❖ La capacité d'emménagement du sou bassin n'est pas prise en considération.

Tous ces paramètres nous conduisent généralement à une surestimation du débit pluvial issu d'un bassin versant [7].

• **Pente moyenne**

La pente moyenne d'un sou bassin est prise généralement égale à la pente moyenne du collecteur qui le dessert.

Quand le parcours de l'eau ruisselante ne présente pas de déclivité, la pente sera calculée comme étant le rapport entre la différence des cotes amont et aval sur la longueur de ce parcours [7].

$$I = \frac{C_{amon} - C_{ava}}{L} \text{ (m/m)} \dots\dots\dots (I.10)$$

C_{amon} : Côte amont du parcours (m).

C_{ava} : Côte aval du parcours (m)

I.13 Evaluation du coefficient de ruissellement

Le coefficient de ruissellement « C_r » d'une surface donnée est le rapport du volume d'eau, qui ruisselle de cette surface, au volume d'eau tombé sur elle. Sa valeur dépend de plusieurs facteurs tel que :

- ❖ La nature du sol ;
- ❖ L'inclinaison du terrain ;
- ❖ Le mode d'occupation du sol ;
- ❖ Densité de population ;
- ❖ La durée de pluie ;
- ❖ L'humidité du sol ;
- ❖ L'humidité de l'air [8].

I.13.1 Coefficient de ruissellement

Le coefficient de ruissellement est fonction principalement de type d'occupation du terrain mais aussi de la nature des sols, de leur degré de saturation en eau, de la pente du terrain. A titre indicatif, des exemples de valeurs extraites de l'ouvrage « le réseau d'assainissement » de Régis Bourrier sont portés dans le tableau ci-après :

Tableau (I.2) : Coefficient de ruissellement en fonction de la densité de population [9]

Densité de la population (hab / ha)	C_r
20	0.20
30 – 80	0.20 – 0.25
60 – 150	0.25 – 0.30
150 – 200	0.30 – 0.45
200 – 300	0.45 – 0.60
300 – 400	0.60 – 0.80
400 et plus	0.80 – 0.90

Tableau (I.3) : Coefficient de ruissellement en fonction de la densité de population [8]

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

Remarque : Les habitations sont denses donc on utilisera un coefficient de ruissellement « c » de 0.7 dans le calcul de dimensionnement du réseau d'assainissement des 125 logements.

Tableau (I.4): Coefficients de ruissellement en fonction de la catégorie d'urbanisation [9]

Zones d'influence	C_r
Surface imperméable	0.90
Pavage à larges joints	0.60
Voirie non goudronnées	0.35
Allées en gravier	0.20
Surfaces boisées	0.05

I.14. Dimensionnement du réseau d'assainissement:

I.14.1 Conditions d'écoulement et de dimensionnement:

L'écoulement en assainissement doit être de préférence à surfaces libre, donc tributaire de la topographie du terrain naturel, il doit aussi assurer une vitesse permettant l'auto-curage qui l'auto-curage du réseau.

- La vitesse d'auto curage qui empêchera les dépôts du sable, facilement décanter dans les collecteurs est de l'ordre de :
 - au moins 0,6 m/s pour le un dixième du débit de pleine section.

- au moins 0,3 m/s pour le un centième du débit de pleine section.
- La vitesse d'érosion représente la limite supérieure (entre 4 et 5 m/s), au-dessus de laquelle les parois internes des conduites seront soumises à une forte érosion étant donné que les eaux sont chargées [3].

I.14.2. Mode de calcul :

$$Q = V \cdot S \dots\dots\dots (I.11)$$

Avec :

Q : Débit (m³/s).

V : Vitesse d'écoulement (m/s).

S : Section mouillée (m²).

Pour le dimensionnement de notre réseau, on utilise la formule de CHEZY qui nous donne la vitesse moyenne :

$$V = C \sqrt{R_h \cdot I} \dots\dots\dots (I.12)$$

Où :

I : Pente du collecteur (m/m).

R_h : Rayon hydraulique (m)

C: Coefficient de CHEZY, il dépend des paramètres hydrauliques et géométriques de l'écoulement, Le coefficient « C » est donné à son tour par la formule de Manning-Strickler:

$$C = K \cdot R_h^{1/6} \dots\dots\dots (I.13)$$

D'où on tire l'expression du diamètre :

$$D = \left[\frac{n \cdot Q}{k \cdot \sqrt{I}} \right]^{3/8} \dots\dots\dots (I.14)$$

Avec :

D : diamètre de la conduite en (m)

K : coefficient de Manning (k=1/n)

n =0,012(tuyaux ciment lisse), n =0,013 (conduite en béton)

I : la pente en %

Q : débit en m³/s [10].

Le procédé de calcul se fait comme suit :

On calcule le débit à pleine section et la vitesse à pleine section par les l'équation suivantes :

$$Q_{ps} = \frac{0,03117}{0,013} \cdot D^{8/3} \cdot \sqrt{I} \dots \dots \dots (I.15)$$

Avec :

Q_{ps} : débit à pleine section (m³/s)

D : diamètre normalisé (m)

I : la pente en (%)

n=0,013 (conduite en béton)

La vitesse à pleine section :

$$V_{ps} = \frac{4 \cdot Q_{ps}}{\pi \cdot D^2} \dots \dots \dots (I.16)$$

Avec :

V_{ps} : la vitesse à pleine section (m/s)

Q_{ps} : débit à pleine section (m³/s)

D : diamètre normalisé (m)

Avec la pente et le débit on tire de l'abaque (1ère annexe) le diamètre normalisé, le débit à pleine section et la vitesse à pleine section, Ensuite on calcule les rapports [3]:

- $R_Q = \frac{Q}{Q_{PS}}$ rapport des débits(I.17)

- $R_V = \frac{V}{V_{PS}}$ rapport des vitesses(I.18)

• $T_{cpar} = \frac{L}{60.V} = R_h = \frac{h}{D}$ rapport des hauteurs (I.19)

A Terme de ce chapitre on a mis en évidence : les modalités qui nous permettra de bien mener une suite a notre Mémoire; la connaissance de la zone d'études et ses caractéristiques ainsi que l'étude de l'existant est indispensable ;

Le chapitre « Présentation de la ville de Remchi et de la zone d'étude (quartier 125 logements) » Qui va venir les traitera en détaille.

En 1879, lors de la colonisation, la ville est nommée Montagnac et fait partie du département d'Oran. En 1958, elle fait partie du département de Tlemcen. Après l'indépendance, elle prend le nom de Remchi, ce nom revient aux plaines de Remacha parmi les meilleures terres agricoles des raisins en Algérie.

En ce qui concerne le projet 125 logements il était conçu par une entreprise SOTRAWIT société des travaux de la wilaya de TLEMEN ou son siège social se situa à ABOU TACHFINE –TLEMEN- en 1973. (APC Remchi)

II.1 Situation Géographique

Remchi est une grande Daïra, de la wilaya de Tlemcen elle occupe une surface de 574 Km².

L'agglomération chef-lieu de Remchi est située au Nord de Tlemcen à une distance de 25 Km en allant vers Oran sur la route nationale 22 et constitue une ville carrefour (RN 22 – RN 35-RN98-RN 22A) qui lui impose une importance à l'échelle régionale. Elle s'étale sur une plaine sans contraintes physiques. Elle est limitée :

- ❖ Au nord par les communes D'Ain el Tolba et Oulhaça (wilaya d'Ain Témouchent).
- ❖ A l'Est par la commune de Sebaa Chioukh (Mont des Traras).
- ❖ A l'ouest par les communes d'El Amir Abdelkader (wilaya Ain Temouchent), Beni Oursous, et Beni khallad (commune côtière).
- ❖ Au Sud par les communes de Zénata et Hennaya .

Les coordonnées Géographiques de la commune de Remchi sont :

- ❖ Latitude : 35°3'39''N
- ❖ Longitude : 1°25'33''W [10].



Figure II.1. La Région prise de Google Earth

II.2 Caractéristiques générales du site

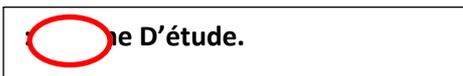
Le présent projet de rénovation du réseau d'assainissement du quartier 125 logements appartient à la commune de Remchi

Le site est limité

- ❖ Au Nord par le boulevard MezeraiAbdelKader,
- ❖ A l'ouest par la cité de l'indépendance et Cité Si Tarek,
- ❖ A l'est par le centre culturel et lycée lac kerrar ,
- ❖ Au sud par le tribunal et le commissariat [10].



Figure II.2 : 125 logements Prise de Google Earth



II.3 Situation Géologique superficielle

II.3.1 la géologie de la région de Tlemcen

La région de tlemcen est caractérisée par une géologie très complexe et qualifié de grande tectonique.

Le bassin de la Tafna comprend de grandes plaines, dont les deux principales sont celles de Maghnia à l'Ouest et celle de Ghossels à l'Est entourées de massifs élevés.

Le massif des Traras comprenant la chaîne des Fillaoucène qui s'étendent vers l'Ouest par le massif de Beni Snassen .

Les Monts de Tlemcen dessinant la bordure sud du bassin et s'interposant entre deux domaines bien définissent :

- ❖ Le domaine des nappes de Tell au Nord
- ❖ Le domaine stable des hautes plaines Oranaises au Sud

La Terminaison occidentale des monts de Tlemcen qui s'élève graduellement du Nord vers le Sud est occupée par un massif montagneux représenté par les monts Rharroubane(APDRMTS).

II.3.2 la géologie de la zone d'étude

Notre zone d'études se trouve dans les plaines qui s'étendent au pied du versant Nord des Monts de Tlemcen au Sud et Monts de Traras au Nord.

En se basant sur la carte géologique, la géologie de la commune de Remchi se caractérise par :

- ❖ Des marnes brunes jaunes au Nord
- ❖ Marnes a lits gréseux au niveau de la plaine centrale
- ❖ Croute calcaire au sud

La zone d'étude est constituée par de limon argileux et de limons plus ou moins détritiques(APDRMTS).

II.4 Situation hydrologique et Hydrogéologique

II.4.1 situation Hydrologique

L'ouest Algérien a connu deux dernières décennies une baisse de la pluviométrie. ce déficit pluviométrique a engendré une sécheresse prolongée et grave. le tarissement de certaines sources, a amené les autorités locales a lancé les prospections des eaux souterraines à travers les monts de Tlemcen.

L'exploitation des réservoirs souterrains mis en évidence dans les monts de Tlemcen, a commencé d'une manière intense dès l'année 1984 avec des programmes de forages toujours réalisés en urgence par l'Agence Nationale des ressources hydriques et la Direction des Ressources en Eau de la wilaya de Tlemcen (APDRMTS).

II.4.2 situation Hydrogéologique :

Les monts de Tlemcen constituent l'un des massifs carbonaté karstique les plus importants du nord Algérien. Ils contiennent d'importants aquifères ,mobilisées par des forages de profondeurs moyennes allant 130m à 400m.

L'hydrogéologie de la zone de Remchi a fait l'objet de quelques études spécifiques concernant la nappe phréatique KERRAR qui s'amplifie sur l'ensemble de la zone ,elle s'étale sur une bonne partie de la commune jusqu'à l'agglomération de Zenata . Le Thalweg existant ne montre aucun écoulement d'eau et les puits forés dans le secteur sont dépourvus d'eau(APDRMTS).

II.5 Situation topographique

Le relief du quartier 125 logement est caractérisés par un terrain en pente, constitué principalement par des pentes de l'Est vers l'Ouest allant jusqu'à 5 %.

II.6 Situation climatique :

La collecte des données climatiques repose essentiellement sur des travaux déjà réalisés (PDAU ,POS,et études hydrauliques telles que la protection de la ville de Remchi contre les inondations),ainsi que sur des données, fournies par l'office national de la météorologie sur la station de Zenata qui est la plus proche et donc la plus représentative.

La région d'étude se trouve entre deux domaines géographiques contractés :les monts de Tlemcen au Sud et la zone des plaines qui s'étendent au Nord .

La wilaya de Tlemcen a un climat méditerranéen reposant sur l'opposition entre un hiver méditerranéen ou la wilaya est ouverte aux dépressions maritimes et un été désertique qui provoque la remontée et le stationnement d'une chaleur persistante durant toute la saison.

La ville de Remchi appartient a l'étage bioclimatique semi-aride frais caractérisé par une faiblesse des précipitations et leur irrégularité. Il est marqué par deux saisons :

- ❖ Hiver doux avec des gelées printanières fréquentes : une saisons pluvieuse qui se prolonge de Octobre jusqu'au mois de mai
- ❖ Eté chaud et sec : une saison qui s'étale du mois de Juin jusqu'au mois de Septembre

Depuis plus de deux décennies, le climat semi-aride n'est plus représentatif de la zone [10].

II.6.1 Données en pluviométrie

D'après le bureau national de météorologie de la station de Zenata, Remchi est caractérisée par une pluviométrie soumise à des variations mensuelle et annuelle irrégulière. Cette irrégularité est responsable de la tendance vers l'aridité (ambiance bioclimatique semi-aride à hivers relativement chaud). Son climat est assez instable et que les hauteurs d'eau recueillie peuvent être très irrégulières. Il apparaît nettement que la zone d'étude a subi une nette régression des précipitations.

Les orages se produisent généralement en saisons pluvieuses.

Le tableau ci-après montre que la pluviosité passe de 46,10 mm pour le mois de novembre à 1,35 mm pour le mois de juillet (Source ONM).

Tableau II.1 : Pluviométrie moyenne mensuelle et annuelle

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	Total (mm)
Zenata 1980- 2004	40,93	43,81	45,49	32,29	28,43	6,46	1,35	2,18	12,31	20	46,41	36,6	315,96

(Source ONM)

II.6.2 Données en Températures

Pour étudier le climat de région d'étude, nous nous sommes basé sur les données climatiques de la station de Zénata.

Tableau II.2 : les données climatiques de la station de Zénata

Station	Longitude	Latitude	Altitude (m)
Météorologique	Ouest	Nord	
Zénata	01°27'W	35°01'N	249m

(Source ONM)

Les températures moyennes mensuelles sont comprises entre 13.31°C et 29.30°C, le mois de Janvier est le plus froid alors que Aout est le mois le plus chaud.

Tableau II.3 : Température moyenne mensuelle

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
Zénata 1980-2004 Température	13.31	14.60	16.53	18.52	21.30	25.30	28.79	29.30	26.48	22.32	17.40	14.52

(Source ONM)

Pour la région on constate que la Température moyenne des minima du mois le plus froid « m »est de 5.52°C et les températures moyennes des maxima du mois le plus chaud « M »est de 32.42°C.

II.6.3 Les Vents

Les vents dominants sont en général ceux du Nord et Nord-Ouest .Ces Vents sont les plus fréquents et atteignent une vitesse moyenne maximale de 20.60m/s en Janvier observée durant la dernière décennie, par contre celle minimale est de l'ordre de 13.5m/s enregistrée pendant le mois de juillet. Les vents qui soufflent du Sud et du Sud - Est appelé sirocco sont relativement chauds, peuvent se manifester surtout en période estivale (Source ONM).

Tableau (II.4) : les vents

Mois	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Aou	Sep	Oct	Nov	Déc	Moyenne
Vents (m/s)	14.52	14.75	16.50	18.80	20.62	18.0	17.87	15.50	15.25	13.75	13.50	15.25	16.20

(Source ONM)

II.6.4 Les Gelées

Les gelées enregistrées dans cette Zone sont localisées entre Décembre et Mars . Les risques sont assez fréquents et justifient souvent le choix de la culture pratiquée dans la commune .leurs Régime est mal défini et se manifestent généralement de décembre à mai avec une courte durée (Source ONM).

II.6.5 Les Neiges

La neige est très rare dans la région et fond très rapidement dans le cas où elle tombe (Source ONM).

II.7 Ressources en Eau et Ouvrages de Stockage

• Ressources en Eau Superficielles

Actuellement la ville de Remchi est alimentée *gravitairement* à partir d'un By Pass sur la conduite alimentant le réservoir tampon RT1 avec une capacité de 20000m³, implanté à Sidi Ahmed Sud Est et faisant partie de la chaîne d'alimentation à partir de la station de dessalement des eaux de mer de Honaine.

Une conduite en Acier Enrobé Ø500mm assure l'alimentation du réseau de distribution. Un débit continu de 100 l/s est desservi quotidiennement (Source ADE).

• Ressources en Eau Souterraines

Les ressources en eau locales sont limitées essentiellement à quelques forages. Les principaux points d'eau qui sont exploités actuellement pour l'alimentation en eau potable sont :

- ✓ Le forage Sidi Mebarek : exploité à 30 l/s (actuellement à l'arrêt)
- ✓ Le forage Ahmed Bentayeb : 10 l/s à 12 l/s, réservé uniquement pour l'AEP de l'agglomération secondaire de Sidi Ahmed.
- ✓ Le forage de Houara : 10 l/s (actuellement à l'arrêt) (Source ADE).

• Ouvrage de Stockage

- ✓ Les infrastructures de stockage existantes sont :
- ✓ Deux (02) réservoirs semi enterré : 900 m³ chacun en bon état
- ✓ Un (01) réservoir semi enterré : 2000 m³ en bon état
- ✓ Un (01) réservoir semi en terré : 3000 m³ dont les travaux sont achevés
- ✓ L'existence de ces ouvrages de stockage permet :
- ✓ D'assurer aux heures de pointe des débits maximums demandés
- ✓ D'assurer les volumes d'incendie
- ✓ De régulariser l'apport d'eau variable dans les différentes heures de la journée

- ✓ De satisfaire les besoins en eau en cas de panne.
- ✓ De maintenir l'eau à l'abri des risques de contaminations (Source ADE).

II.8. L'état et inventaire des points noirs du réseau du quartier 125 logements :

Après vérification sur le lieu, nous avons remarqués plusieurs points noirs sur le réseau qui cause un mauvais fonctionnement de ce dernier :

1-Les conduites sont dans un état défectueux



Figure II.3 : Conduite dans un état défectueux

2-Débordement des eaux usées vers la voirie provoquant des odeurs terribles.



Figure II.4 : débordement des eaux usées

3-Dégradation de plusieurs regards et des branchements particuliers.



-Figure II.5 : Regard dégradé-



-Figure II.6 : un branchement particulier dégradé-

4-Il n'y en a aucun avaloir sur le réseau d'assainissement ce qui conduit à des stagnations des eaux de pluies dans les voies.



-Figure II.7 : Rue du quartier 125 logements-

5- Stagnation des eaux de pluie sur les voiries ; jusqu'à 15 jours après la précipitation



-Figure II.8 des eaux de pluie stagnées-

6- Pendant des années, de nombreuses protestations observées par les citoyens résidant aux 125 logements auprès des services spécialisés. Hormis quelques interventions insuffisantes du parc communal sur le lieu pour constater et trouver des solutions nécessaires aucune intervention par les services concernés n'est à signaler. (Source Service technique APC Remchi)

7- Milieux dangereux pour les habitants au particulier les enfants.



-Figure II.9 : un regard démoli –.

Remarque :

Après recru des nombreux points voir signalé en dessus et l'inexistence de schéma d'assainissement actuel (plans de réseau) et Après une vérification en a constater qu'il existe des :

- ✓ Branchements illicite « Sauvage ».
- ✓ Des Regards Male Implanter et male dimensionner.
- ✓ Des contres pentes sur quelques tronçons.
- ✓ Les conduites sont chargées par Les dépôts solides Cause du male entretien.

Pour cela nous jugeons qu'il est plus utile de redimensionner un nouveau réseau pour la dite zone afin de mettre fin à la situation désastreuse du nouveau réseau existant.

Les chapitres précédents ont mis en évidence l'aspect théorique de l'assainissement urbain, la présentation de la zone d'étude et la nécessité de prendre en charge la proposition et l'étude d'un nouveau réseau pour palier aux différents problèmes déjà cités que les habitants endurent depuis des années.

Le dernier chapitre «Dimensionnement du réseau d'assainissement des 125 logements » qui va suivre sera conservé à la proposition et au dimensionnement de ce nouveau réseau.

L'assainissement est l'ensemble des techniques qui permettent l'évacuation par voie hydraulique des eaux pluviales et usées d'une agglomération. Les eaux sont recueillies à l'intérieur des propriétés par un réseau de canalisations puis évacuées d'une manière gravitaire vers un égout collecteur qui en assure le rejet dans un exutoire étudié à ne pas nuire à l'hygiène publique. L'assainissement est de ce fait un outil précieux de lutte contre la pollution, l'inondation, les maladies à transmission hydrique et de sauvegarde de salubrité du milieu. C'est dans cette optique que nous nous évertuerons à dimensionner le réseau d'assainissement quartier des 125 logements.

III.1 choix du système d'assainissement :

Le Réseau d'assainissement de la ville de Remchi est un réseau unitaire donc évidemment on va choisir le même système d'assainissement.

III.2 Tracé du réseau d'assainissement des 125 logements :

Le tracé que nous avons adopté pour le quartier des 125 logements de REMCHI doit satisfaire les conditions citées précédemment afin d'avoir un réseau fiable. Le tracé adopté est mentionné à la figure III.1 (tracé réseau uniquement sur la carte du bâti).

Notre Choix c'est basée Sur les logiciels AUTOCAD et ARCHICAD qui Nous a permis de d'ériger un tracé avec beaucoup d'aisance et de Précision.

Ces Deux Logiciel Nous a permis de réaliser :

- Les Dessins du bâti de notre projet d'étude.
- Les Dessins et le positionnement des Tronçons et des regards par rapport au bâti.
- Les Calculs de la superficie exacte des sous bassins versants quel que soit leurs forme.
- Le Traçage du réseau d'assainissement.
- Les Dessins des profils en long.

III.3 Situation du Réseau

- ❖ Les collecteurs du réseau seront implantés dans l'axe de la chaussée comportant de part et d'autres des avaloirs.

- ❖ La situation du réseau est tracée sur le plan de masse à l'échelle 1/1000 portant toutes les caractéristiques du réseau (pentes – diamètres – longueurs).
- ❖ Les profondeurs des regards figurent sur les profils en long.
- ❖ Un seul point de raccordement est prévu sur le réseau existant (collecteur en Ø600mm en PVC) au niveau du regard existant Rex.
- ❖ Tous les ouvrages seront exécutés d'après les dessins et détails du présent projet.

III.4 Estimation des rejets d'eaux usées

On estime que 80 % des eaux distribuées à la population sont rejetées dans le réseau d'égout.

$$Q_{eu} = 80\% Q_{moyj} \dots \dots \dots (III.1)$$

Pour notre zone d'étude :

Tableau III.1: Représentation de la consommation et les rejets

Nature des équipements	Capacité (per)	Consommation l/hab. /J	Consommation l/s	Rejets l/s
Habitat	875	150	1,519	1,215
Tribunal	60	60	0,042	0,033
maison	70	150	0,122	0,097

$$Q_{moyj(équi)} = (K_r \cdot D \cdot N) / 86400 \dots \dots \dots (III.2)$$

Avec:

Q_{moyj}: Débit moyen rejeté quotidiennement en (l/s);

K_r : Coefficient de rejet pris égal à 80% de la quantité d'eau potable Consommée ;

N : Nombre d'habitant (capacité) par hab. ;

D : Dotation journalière ou la consommation en eau potable

$$Q_{eu} = 1.35 \text{ l/s}$$

$$Q_{moy} = 1.68 \text{ l/s} \text{ (d'après les calculs fait dans le Tableau III.1)}$$

La longueur totale du réseau :

$$LT = 1336.56 \text{ m}$$

Le débit spécifique est donné par la formule :

$$R = Q_{eu} / LT \dots\dots\dots (III.3)$$

$$Q_{SP} = 0.001 \text{ l/s/m.}$$

Calcul le débit de pointe :

$$p = 1.5 + \frac{2.5}{\sqrt{Q_{moy}}} ; \dots\dots\dots (III.4)$$

Remarque : si on trouve le coefficient de point supérieur à 4 on prend 4

$$\text{*Si } p \leq 4 \Rightarrow Q_p = P * Q_m.$$

$$\text{*Si } p \geq 4 \Rightarrow Q_p = 4 * Q_m.$$

$$P = 3.65$$

$$Q_p = 3.65 * Q_m$$

$$Q_p = 4.91 \text{ l/s}$$

(La figure III.2) représente le réseau du quartier 125 logements de Remchi.

- ✓ Le débit de point Q_{pf} de chaque tronçon est obtenu en effectuant la moyenne arithmétique du débit de pointe entrant (débit amont (Q_{pe})) et du débit sortant (débit aval (Q_{ps})).
- ✓ Les résultats des calculs des débits de pointes de chaque tronçon de réseau sont dans le tableau ci-dessous.

Q_{mr} : débit de route.

Qme : débit entrant.

Qms : débit sortant.

P : coefficient de pointe

Tableau (III.2) calcul des débits et répartition sur les tronçons

Tronçon	L(m)	R l/m/s	Qmr (l/s)	Q ent	Q sor	P ent	P sor	Qp ent	Qp sor	Qp Final
R1→R2	15,44	0,0010	0,016	0,00	0,02	0,00	4,00	0,00	0,06	0,03
R2→R14	23,48	0,0010	0,024	0,02	0,04	4,00	4,00	0,06	0,16	0,11
R3→R4	10,04	0,0010	0,010	0,00	0,01	0,00	4,00	0,00	0,04	0,02
R4→R15	35,60	0,0010	0,036	0,01	0,05	4,00	4,00	0,04	0,18	0,11
R5→R6	11,09	0,0010	0,011	0,00	0,01	0,00	4,00	0,00	0,04	0,02
R6→R9	7,57	0,0010	0,008	0,01	0,02	4,00	4,00	0,04	0,08	0,06
R7→R8	16,40	0,0010	0,017	0,00	0,02	0,00	4,00	0,00	0,07	0,03
R8→R9	16,92	0,0010	0,017	0,02	0,03	4,00	4,00	0,07	0,13	0,10
R9→R16	30,06	0,0010	0,030	0,05	0,08	4,00	4,00	0,21	0,33	0,27
R10→R11	28,16	0,0010	0,028	0,00	0,03	0,00	4,00	0,00	0,11	0,06
R11→R12	15,27	0,0010	0,015	0,03	0,04	4,00	4,00	0,11	0,17	0,14
R12→R19	18,97	0,0010	0,019	0,04	0,06	4,00	4,00	0,17	0,25	0,21
R13→R14	24,22	0,0010	0,024	0,00	0,02	0,00	4,00	0,00	0,10	0,05
R14→R15	37,18	0,0010	0,037	0,06	0,10	4,00	4,00	0,25	0,40	0,33
R15→R16	22,65	0,0010	0,023	0,15	0,17	4,00	4,00	0,59	0,68	0,63
R16→R17	18,98	0,0010	0,019	0,25	0,27	4,00	4,00	1,01	1,09	1,05
R17→R19	40,30	0,0010	0,041	0,27	0,31	4,00	4,00	1,09	1,25	1,17
R19→Rex2	65,22	0,0010	0,312	0,37	0,69	4,00	4,00	1,50	2,75	2,12
R21→R22	31,40	0,0010	0,032	0,00	0,03	0,00	4,00	0,00	0,13	0,06
R22→R24	18,91	0,0010	0,019	0,03	0,05	4,00	4,00	0,13	0,20	0,16
R23→R24	27,42	0,0010	0,028	0,00	0,03	0,00	4,00	0,00	0,11	0,06
R24→R26	35,92	0,0010	0,036	0,08	0,11	4,00	4,00	0,31	0,46	0,39
R26→R42	25,72	0,0010	0,026	0,11	0,14	4,00	4,00	0,46	0,56	0,51
R27→R31	41,89	0,0010	0,042	0,00	0,04	0,00	4,00	0,00	0,17	0,08
R30→R31	17,88	0,0010	0,018	0,00	0,02	0,00	4,00	0,00	0,07	0,04
R31→R43	31,54	0,0010	0,032	0,06	0,09	4,00	4,00	0,24	0,37	0,30
R32→R34	16,99	0,0010	0,017	0,00	0,02	0,00	4,00	0,00	0,07	0,03
R33→R34	25,80	0,0010	0,026	0,00	0,03	0,00	4,00	0,00	0,10	0,05
R34→R35	9,35	0,0010	0,009	0,04	0,05	4,00	4,00	0,17	0,21	0,19
R35→R44	23,06	0,0010	0,023	0,05	0,08	4,00	4,00	0,21	0,30	0,26

R38→R39	66,17	0,0010	0,067	0,00	0,07	0,00	4,00	0,00	0,27	0,13
R39→R41	67,28	0,0010	0,068	0,07	0,13	4,00	4,00	0,27	0,54	0,40
R41→R42	34,74	0,0010	0,035	0,13	0,17	4,00	4,00	0,54	0,68	0,61
R42→R43	13,85	0,0010	0,014	0,31	0,32	4,00	4,00	1,24	1,29	1,27
R43→R44	36,42	0,0010	0,037	0,42	0,45	4,00	4,00	1,66	1,81	1,74
R44→Rex1	20,96	0,0010	0,021	0,53	0,55	4,00	4,00	2,11	2,20	2,15
R45→R46	66,89	0,0010	0,067	0,00	0,07	0,00	4,00	0,00	0,27	0,13
R46→R47	66,98	0,0010	0,067	0,07	0,13	4,00	4,00	0,27	0,54	0,40
R47→R48	41,17	0,0010	0,041	0,13	0,18	4,00	4,00	0,54	0,71	0,62
R48→Rex2	43,50	0,0010	0,044	0,18	0,22	4,00	4,00	0,71	0,88	0,79
Rex1→Rex2	64,17	0,0010	0,065	2,12	2,19	3,22	3,19	6,82	6,97	6,90
Rex2→Rex3	71,00	0,0010	0,071	5,11	5,18	2,61	2,60	13,31	13,46	13,38

III.5 Dimensionnement du réseau d'assainissement :

Le dimensionnement de réseau se fait généralement par modélisation informatique, dans notre cas nous avons utilisé le tableur Excel et logiciel AutoCad pour les calculs. Le calcul à la main est fastidieux et engendre des fois des erreurs d'inattention. Après dimensionnement, les conduites du réseau doivent être susceptibles d'évacuer le débit de pointe tout en assurant une vitesse d'écoulement normale.

Afin d'estimer les débits des différents tronçons (calibrage du réseau), nous avons partagé notre bassin d'étude en plusieurs sous bassins élémentaires (figure III.3)

Le calcul des débits d'eaux pluviales s'est fait par le biais du tableur Excel, la détermination des débits pluviaux transitant dans les divers tronçons du réseau est basée sur la méthode rationnelle

L'intensité $i=4.t_c^{-0.5}$, avec t_c temps de concentration du bassin versant.

III.5.1 Découpage de l'aire d'étude en sous bassins :

Le découpage de l'aire d'étude en sous bassins élémentaires doit être fait selon :

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

- ❖ Les pentes et les contres pentes ;
- ❖ Les limites naturelles (oueds, talwegs,...etc.)[11].

III.5.2. Le temps d'entrée d'un sous bassin versant (tc) :

Le temps d'entrée (temps de concentration), t_c , d'un bassin versant urbain est le temps le plus long que peut mettre l'eau qui ruisselle sur ce bassin versant à atteindre la bouche d'égout. La valeur du temps d'entrée est fonction de :

- ❖ La pente moyenne de la surface du terrain en direction de la bouche d'égout.
- ❖ La distance que l'eau doit parcourir, en surface, pour atteindre la bouche d'égout
- ❖ La nature de la surface sur laquelle l'eau doit ruisseler.

Il existe plusieurs modèles d'évaluation du temps de concentration d'un bassin versant. Le calcul des temps d'entrées des sous bassins de notre projet se fera avec le modèle de Kirpich [7].

$$t_c = 0,0195 \cdot L^{0,77} \cdot F \cdot S^{-0,385} \dots \dots \dots (III.5)$$

L : longueur maximale parcourue par l'eau sur la surface (m)

S : pente moyenne du chemin parcouru par l'eau (m/m)

F : facteur relatif à la surface ; il permet d'utiliser l'équation les régions autres que rurales ($f= 1$ pour un bassin rural).

On a découpé Le bassin Versant A en 52 Sous Bassin Avant d'estimer le débit pluvial du bassin versant qui sont représentés dans la (figure III.3) et nous avons estimé le coefficient de ruissellement ($C= 0.7$), le temps de concentration et le débit pluvial; ces résultats sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau III.3 : données caractérisant des réseaux

Tronçons	CTN am	CTN av	A (ha)	Lmax (m)	Tc (min)	I	C
R1	300,11	300,18	0,0021	11,65	0,582	0,0200	0,7
R1→R2	300,18	300,24	0,0856	48,12	1,736	0,0200	0,7
R2→R14	300,24	300,05	0,1074	71,81	5,148	0,0026	0,7
R3	300,07	300,00	0,0080	11	0,866	0,0064	0,7
R3→R4	300,00	299,86	0,0705	38,09	2,784	0,0037	0,7
R4→R15	299,86	298,82	0,0515	39,99	1,361	0,0260	0,7
R5	300,92	300,54	0,0106	19,99	0,900	0,0190	
R5→R6	300,54	298,97	0,0709	42,25	1,237	0,0372	0,7
R6→R9	298,90	298,88	0,0040	11,09	1,416	0,0018	0,7
R7	300,85	300,80	0,0118	26,6	2,733	0,0019	0,7
R7→R8	300,80	299,08	0,0443	19,28	0,483	0,0892	0,7
R8→R9	299,08	298,88	0,0173	36,17	2,286	0,0055	0,7
R9→R16	298,88	298,70	0,0324	36,6	2,413	0,0049	0,7
R10	300,42	300,00	0,0119	15,78	0,659	0,0266	0,7
R10→R11	300,00	298,92	0,0859	46,75	1,606	0,0231	0,7
R11→R12	298,92	298,58	0,0433	44,14	2,345	0,0077	0,7
R12→R19	298,58	298,51	0,0346	58,41	5,956	0,0012	0,7
R13	300,60	300,31	0,0171	23,42	1,199	0,0124	0,7
R13→R14	300,31	300,05	0,1613	78,21	5,035	0,0033	0,7
R14→R15	300,00	298,82	0,0668	41,87	1,367	0,0282	0,7
R15→R16	298,82	298,70	0,0351	36,82	2,840	0,0033	0,7
R16→R17	298,70	298,66	0,0424	24,37	2,692	0,0016	0,7
R17→R19	298,66	298,51	0,0575	42,01	3,035	0,0036	0,7
R19→Rex2	298,51	298,10	0,1213	64	3,352	0,0064	0,7
R21→R22	299,95	298,92	0,0789	61,13	2,230	0,0168	0,7
R22→R24	298,92	298,61	0,0443	49,09	2,748	0,0063	0,7
R23→R24	298,81	298,61	0,0235	28,94	1,767	0,0069	0,7
R24→R26	298,61	298,15	0,1032	44,06	2,083	0,0104	0,7

R26→R42	298,15	298,12	0,0206	21,97	2,668	0,0014	0,7
R27	298,75	298,70	0,0029	8	0,682	0,0063	0,7
R27→R31	298,70	298,17	0,0817	38,13	1,669	0,0139	0,7
R30	298,64	298,63	0,0045	13,77	2,374	0,0007	0,7
R30→R31	298,63	298,17	0,0063	18,11	0,746	0,0254	0,7
R31→R43	298,17	297,77	0,0184	34,11	1,636	0,0117	0,7
R32→R34	297,64	297,60	0,0376	39,27	4,671	0,0010	0,7
R33	298,53	298,49	0,0106	19,79	2,117	0,0020	0,7
R33→R34	298,49	297,60	0,0140	25,89	0,874	0,0344	0,7
R34→R35	297,60	297,69	0,0293	35,34	1,369	0,0200	0,7
R35→R44	297,69	297,57	0,0602	42,92	3,391	0,0028	0,7
R38	301,12	301,00	0,0129	17,84	1,230	0,0067	0,7
R38→R39	301,12	300,32	0,3446	80,92	3,382	0,0100	0,7
R39→R41	300,32	300,15	0,2277	88,6	6,849	0,0019	0,7
R41→R42	299,20	298,12	0,0454	38,66	1,290	0,0279	0,7
R42→R43	298,12	297,17	0,0321	35,31	1,220	0,0269	0,7
R43→R44	297,77	297,57	0,0298	35,8	2,259	0,0056	0,7
R44→Rex(1)	297,57	297,50	0,1239	59,81	6,121	0,0012	0,7
R45	301,71	301,10	0,0679	38,16	1,583	0,0160	0,5
R45→R46	301,10	300,95	0,2035	75,4	5,965	0,0020	0,5
R46→R47	300,95	299,79	0,2797	79,01	2,864	0,0147	0,5
R47→R48	299,79	299,05	0,2627	85,49	3,730	0,0087	0,5
R48→Rex2	299,05	298,10	0,2403	118,44	4,937	0,0080	0,5
Rex1→Rex2	297,50	298,10	0,2157	66,8	2,235	0,0200	0,7
Rex2→Rex3	298,10	298,45	0,3252	71,55	2,356	0,0200	0,7

Note : pour les espaces vagues sans construction, le coefficient de ruissellement est pris égale à 0.5, par contre pour les espaces urbanisés il est pris égale à 0.7 car la zone est d'une densité de population de plus de 400 hab/ ha, donc elle est classée comme habitation très dense et la zone est non goudronnée)

III.5.3 Conditions de fonctionnement d'un réseau séparatif ou unitaire

Les conditions favorables pour le réseau :

- ❖ Diamètre minimal des eaux usées =300mm
- ❖ Diamètre minimal des eaux pluviales =300mm
- ❖ Pente minimale (1 min)=0.4%
- ❖ Vitesse minimale (V_{min})=1m/S au débit de pleine section QPS,
- ❖ Vitesse d'écoulement minimale dans la conduite (V_{min})= 0.6m/s à QPS/10
- ❖ Vitesse d'écoulement minimale dans la conduite (V_{min})= 0.3m/s à QPS/100
- ❖ Vitesse maximale (V_{max})=3 à 4 m/s [1].

III.6 Dimensionnement du réseau:

- ❖ **Dimensionnement de conduite (R1-R2) :**

On a : $Q_{eu}=3.11.E-0.5m^3/s$

- ❖ **Détermination du Q pluvial :**

$C=0,7$;

$T_c=0,0195. (L_{max})^{0,77} . (I_{bassin})^{-0,385}$

$T_c=0,0195. (48.12)^{0,77} . (0,02)^{-0,385}$ **$T_c=1.73min$;**

$i=4.t_c^{-0,5}=4.(1,73)^{-0,5}=5.24(mm/ha)$ **$A=0,0021ha$**

$Q_{pluvial}=0,167.C .i. A$

$Q_{pluvial}=0,167.0,7.5.24.0,0021$ **$Q_{pluvial}=0,00129m^3/s$**

- ❖ **Le débit total du tronçon :**

$Q_{tot}=Q_{eu}+Q_{pluvial}$

$Q_{tot}=3.11.E-0.5+0,00129$ **$Q_{tot}=0.0013/s$**

- ❖ **détermination du diamètre de tronçons :**

$$D = \left[\frac{n \cdot Q}{k \cdot \sqrt{I}} \right]^{3/8} = \left[\frac{0,013 \cdot 0,056}{0,03117 \cdot \sqrt{0,02}} \right]^{3/8} = 0,053 \text{ m}$$

Donc le diamètre normalisé est : $D_{nor} = 0,3 \text{ m}$

❖ **Détermination de débit à plein section :**

$$Q_{ps} = \frac{0,03117}{0,013} \cdot D^{8/3} \cdot \sqrt{I} = \frac{0,03117}{0,013} \cdot 0,3^{8/3} \cdot \sqrt{0,02} = Q_{ps} = 0,138 \text{ l/s}$$

❖ **Détermination de la vitesse à plein de section**

$$V_{ps} = \frac{4 \cdot Q_{ps}}{\pi \cdot D^2} \quad V_{ps} = 1,95 \text{ m/s}$$

❖ **Détermination de rapport de débit :**

$$r_Q = \frac{Q}{Q_{ps}} = 0,01$$

A partir de l'abaque (annexe III.1) on obtient :

$$r_H = 0,02 ; \quad r_V = 0,1$$

$$V = r_V \cdot V_{ps} = 0,1 \cdot 1,95 = 0,195 \text{ m/s}$$

$$H = r_H \cdot D = 0,02 \cdot 0,3 = 0,006 \text{ m}$$

❖ **Détermination de temps de parcours :**

On a :

$$T_{cpar} = \frac{L}{60 \cdot V} = 0,995 \text{ min}$$

$$T_{aval} = t_e + t_{cpar} + t_2 = 1,57 \text{ min}$$

❖ **Condition d'auto curage :**

$V(Q/10)=0,55.1,95=1.07\text{m/s} > 0.6\text{m/s}$ (donc condition vérifiée)

❖ **Dimensionnement de conduite (R2-R14) :**

On a : $Q_{eu}=0,000109\text{m}^3/\text{s}$

❖ **Détermination du Q pluvial :**

$C=0,7$;

$T_c=0,0195 \cdot (L_{\max})^{0,77} \cdot (I_{\text{bassin}})^{-0,385} T_c=1.73\text{min}$;

$i=4 \cdot t_c^{-0,5}=4 \cdot (1,73)^{-0,5}=3.03(\text{mm/ha})$

$A=0.002107+0.085612=0.0877\text{ha}$

$Q_{\text{pluvial}}=0,167 \cdot C \cdot i \cdot A$

$=0,167 \cdot 0,7 \cdot 3,03 \cdot 0,0877 Q_{\text{pluvial}}=0.0311\text{m}^3/\text{s}$

❖ **Le débit total du tronçon :**

$Q_{\text{tot}}=Q_{eu}+Q_{\text{pluvial}} =0,000109+0,0311$

$Q_{\text{tot}}=0,0312\text{m}^3/\text{s}$

❖ **Détermination du diamètre de tronçons :**

$$D = \left[\frac{n \cdot Q}{k \cdot \sqrt{I}} \right]^{3/8} = \left[\frac{0,013 \cdot 0,0312}{0,03117 \cdot \sqrt{0,02}} \right]^{3/8} = 0,172\text{m}$$

Donc le diamètre normalisé est : $D_{\text{nor}}=0,3\text{m}$

❖ **Détermination de débit à plein section :**

$$Q_{ps} = \frac{0,03117}{0,013} \cdot D^{8/3} \cdot \sqrt{I} = \frac{0,03117}{0,013} \cdot 0,3^{8/3} \cdot \sqrt{0,02} = 0,137\text{m}^3/\text{s}$$

❖ **Détermination de la vitesse à plein de section**

$$V_{ps} = \frac{4 \cdot Q_{ps}}{\pi \cdot D^2} = \frac{4 \cdot 0,137}{\pi \cdot 0,3^2} = 1,38\text{m/s}$$

❖ **Détermination de rapport de débit :**

$$rQ = \frac{Q}{Q_{ps}} = 0,22 \text{ Annexe 1: L'abaque}$$

A partir de l'abaque (annexe 1) on obtient :

$$\Gamma_H = 0,29 ; \quad \Gamma_v = 0,77$$

$$\begin{cases} V = \Gamma_v \cdot V_{ps} \\ H = \Gamma_H \cdot D \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} V = 0,195 \text{ m/s} \\ H = 0,087 \text{ m} \end{cases}$$

❖ **Détermination de temps de parcours :**

On a :

$$T_{par} = \frac{L}{60 \cdot V} = \frac{78,21}{60 \cdot 1,50} = 0,867 \text{ min}$$

$$T_{aval} = t_e + t_{cpa} = 2,60 \text{ min}$$

❖ **Condition d'auto curage :**

$$V(Q/10) = 0,55 \cdot 1,95 = 1,0733 \text{ m/s} > 0,6 \text{ m/s} \text{ (donc condition vérifiée)}$$

❖ **Dimensionnement de conduite (A13-A14) :**

$$\text{On a : } Q_{eu} = 4,88 \cdot 10^{-5} \text{ m}^3/\text{s}$$

❖ **Détermination du Q pluvial :**

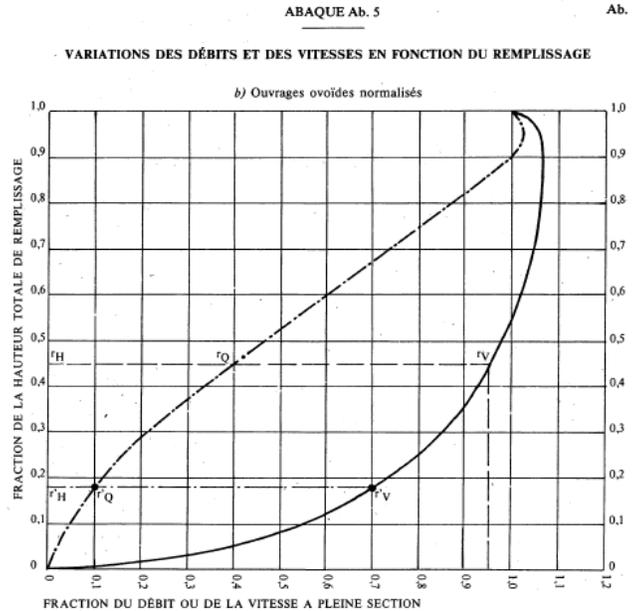
$$C = 0,7$$

$$T_e = 1,199 \text{ min}$$

$$i = 4 \cdot t_e^{-0,5} = 4 \cdot (1,199)^{-0,5} = 3,65 \text{ (mm/ha)} \quad A = 0,017113 \text{ ha}$$

$$Q_{pluvial} = 0,167 \cdot C \cdot i \cdot A = 0,167 \cdot 0,7 \cdot 3,65 \cdot 0,017113$$

$$Q_{pluvial} = 0,00731 \text{ m}^3/\text{s}$$



❖ **Le débit total du tronçon :**

$$Q_{tot} = Q_{eu} + Q_{pluvial}$$

$$Q_{tot} = 0,0074 \text{ m}^3/\text{s}$$

❖ **Détermination du diamètre de tronçons :**

$$D = \left[\frac{n \cdot Q}{k \cdot \sqrt{I}} \right]^{3/8} = \left[\frac{0,013 \cdot 0,0074}{0,03117 \cdot \sqrt{0,02}} \right]^{3/8} = 0,1 \text{ m}$$

Donc le diamètre normalisé est : $D_{nor} = 0,3 \text{ m}$

❖ **Détermination de débit à plein section :**

$$Q_{ps} = \frac{0,03117}{0,013} \cdot D^{8/3} \cdot \sqrt{I\%} = \frac{0,03117}{0,013} \cdot 0,3^{8/3} \cdot \sqrt{0,02} = 0,137 \text{ m}^3/\text{s}$$

❖ **Détermination de la vitesse à plein de section**

$$V_{ps} = \frac{4 \cdot Q_{ps}}{\pi \cdot D^2} = \frac{4 \cdot 0,137}{\pi \cdot 0,3^2} = 1,951 \text{ m/s}$$

❖ **Détermination de rapport de débit :**

$$r_Q = \frac{Q}{Q_{ps}} = 0,053$$

A partir de l'abaque (annexe III.1) on obtient :

$$\Gamma_H = 0,11 ; \quad \Gamma_v = 0,4$$

$$\begin{cases} V = \Gamma_v \cdot V_{ps} \\ H = \Gamma_H \cdot D \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} V = 0,781 \text{ m/s} \\ H = 0,033 \text{ m} \end{cases}$$

❖ **Détermination de temps de parcours :**

On a :

$$T_{par} = \frac{L}{60 \cdot V} = \frac{78,21}{60 \cdot 0,781} = 1,67 \text{ min}$$

$$T_{\text{aval}}=t_1+t_2=2.86\text{min}$$

❖ **Condition d'auto curage :**

$$V(Q/10)=0,55.1,951=1,07\text{m/s} > 0.6\text{m/s} \text{ (donc condition vérifiée)}$$

❖ **Dimensionnement de conduite (A31-A43) :**

$$\text{On a : } Q_{\text{eu}}=0.000304\text{m}^3/\text{s}$$

❖ **Détermination du Q pluvial :**

On fait un assemblage des sous bassins (BV(R30), BV (R30-R31), BV(R27), BV (R27-R31))

$$C=\frac{\sum Ci.Ai}{\sum Ai} = 0,7;$$

$$T_c=\max (t_{c_{\text{aval1}}} ; t_{c_{\text{aval2}}} ; t_{c_{\text{aval3}}} ; t_{c_{4\text{bassin}}})$$

$$=\max (0.68 ; 1.36 ; 2,94 ; 1,77)$$

$$T_e =2.94\text{min}$$

$$i=4.t_c^{-0.5}=4.(2,94)^{-0.5}=2.32(\text{mm/ha})$$

$$A=\sum Ai = 0.0044 + 0.0062 + 0.00294 + 0.0817 = 0.0954 \text{ ha}$$

$$A=0.0954 \text{ ha}$$

$$Q_{\text{pluvial}}=0,167.C .i. A=0,167.0, 9.2,32.0, 0954$$

$$Q_{\text{pluvial}}=0,0259\text{m}^3/\text{s}$$

❖ **Le débit total du tronçon :**

$$Q_{\text{tot}}=Q_{\text{eu}}+Q_{\text{pluvial}}$$

$$Q_{\text{tot}}=0,0263\text{m}^3/\text{s}$$

❖ **Détermination du diamètre de tronçons :**

$$D = \left[\frac{n \cdot Q}{k \cdot \sqrt{I}} \right]^{3/8} = \left[\frac{0.013 \cdot 0.0263}{0.03117 \cdot \sqrt{0.02}} \right]^{3/8} = 0.16 \text{ m}$$

Donc le diamètre normalisé est : $D_{\text{nor}} = 0.3 \text{ m}$

❖ **Détermination de débit à plein section :**

$$Q_{ps} = \frac{0.03117}{0.013} \cdot D^{8/3} \cdot \sqrt{I} = \frac{0.03117}{0.013} \cdot 0.3^{8/3} \cdot \sqrt{0.02} = 0.137 \text{ m}^3/\text{s}$$

❖ **Détermination de la vitesse à plein de section :**

$$V_{ps} = \frac{4 \cdot Q_{ps}}{\pi \cdot D^2} = \frac{4 \cdot 0.137}{\pi \cdot 0.3^2} = 1.951 \text{ m/s}$$

❖ **Détermination de rapport de débit :**

$$rQ = \frac{Q}{Q_{ps}} = 0.19$$

A partir de l'abaque (annexe III.1) on obtient :

$$\Gamma_H = 0.28 ; \quad \Gamma_V = 0.75$$

$$\begin{cases} V = \Gamma_V \cdot V_{ps} \\ H = \Gamma_H \cdot D \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} V = 0.146 \text{ m/s} \\ H = 0.084 \text{ m} \end{cases}$$

❖ **Détermination de temps de parcours :**

On a :

$$T_{\text{par}} = \frac{L}{60 \cdot V} = \frac{13.77}{60 \cdot 0.781} = 0.156 \text{ min}$$

$$T_{\text{aval}} = t_1 + t_2 = 3.10 \text{ min}$$

❖ **Condition d'auto curage :**

$$V(Q/10) = 0.55 \cdot 1.951 = 1.07 \text{ m/s} > 0.6 \text{ m/s (donc condition vérifiée)}$$

Le Tableau III.4 qui suit résume le dimensionnement de tous les tronçons du réseau proposé.

Tableau III.4: Résultats des calculs de dimensionnement du réseau :

tronçons	L (lon)	pen te l(%)	Qp usée (m3/ s)	Qpluv (m3/s)	Qtot (m3/s)	D (m)	Dn or	Qps (m3 /s)	Vps (m/s)	rQ	rH	rv	V (m/s)	H	Tc par (min)	Tc aval	V (Q/1 0)
R1→R2*	15,44	0,02	3E-05	0,0013	0,001	0,05	0,3	0,138	1,95	0,010	0,02	0,1	0,195	0,006	0,995	1,577	1,07
R2→R14*	23,48	0,02	1E-04	0,0311	0,031	0,17	0,3	0,138	1,95	0,227	0,29	0,77	1,503	0,087	0,868	2,603	1,07
R3→R4*	10,04	0,02	2E-05	0,0040	0,004	0,08	0,3	0,138	1,95	0,029	0,08	0,36	0,702	0,024	0,261	1,127	1,07
R4→R15	35,6	0,03	1E-04	0,0220	0,022	0,14	0,3	0,167	2,36	0,133	0,21	0,62	1,462	0,063	0,434	3,218	1,30
R5→R6	11,09	0,14	2E-05	0,0052	0,005	0,06	0,3	0,367	5,19	0,014	0,02	0,1	0,519	0,006	0,642	1,542	2,86
R6→R9*	7,57	0,02	6E-05	0,0307	0,031	0,17	0,3	0,138	1,95	0,223	0,28	0,76	1,483	0,084	0,475	2,017	1,07
R7→R8	16,4	0,10	3E-05	0,0033	0,003	0,05	0,3	0,316	4,47	0,011	0,02	0,1	0,447	0,006	0,992	3,725	2,46
R8→R9*	16,92	0,02	1E-04	0,0136	0,014	0,13	0,3	0,138	1,95	0,099	0,17	0,55	1,073	0,051	0,299	4,025	1,07
R9→R16*	30,06	0,02	3E-04	0,0370	0,037	0,18	0,3	0,138	1,95	0,271	0,34	0,83	1,620	0,102	0,114	4,139	1,07
R10→R11	28,16	0,04	6E-05	0,0068	0,007	0,09	0,3	0,191	2,70	0,036	0,08	0,36	0,973	0,024	0,456	1,115	1,49
R11→R12	15,27	0,02	1E-04	0,0361	0,036	0,18	0,3	0,145	2,06	0,249	0,32	0,79	1,627	0,096	0,198	1,804	1,13
R12→R19	18,97	0,02	2E-04	0,0431	0,043	0,19	0,3	0,138	1,95	0,314	0,36	0,87	1,698	0,108	0,355	2,700	1,07
R13→R14	24,22	0,02	5E-05	0,0073	0,007	0,10	0,3	0,138	1,95	0,053	0,11	0,4	0,781	0,033	1,670	2,869	1,07
R14→R15	37,18	0,03	3E-04	0,0766	0,077	0,22	0,3	0,174	2,46	0,443	0,45	0,97	2,384	0,135	0,293	5,440	1,35
R15→R16*	22,65	0,02	6E-04	0,1144	0,115	0,28	0,3	0,138	1,95	0,834	0,67	1,11	2,148	0,201	0,286	5,726	1,07
R16→R17*	18,98	0,02	1E-03	0,1557	0,157	0,32	0,35	0,208	2,16	0,755	0,64	1,1	2,376	0,224	0,171	5,897	1,19
R17→R19*	40,3	0,02	1E-03	0,1616	0,163	0,32	0,35	0,208	2,16	0,784	0,66	1,12	2,381	0,231	0,294	6,191	1,19

Chapitre III : Dimensionnement du réseau d'assainissement des 125 logements

R19→Re x2*	65,22	0,02	2E-03	0,2016	0,204	0,35	0,35	0,208	2,16	0,980	0,78	1,14	2,385	0,273	0,447	6,638	1,19
R21→R2 2	31,4	0,03	6E-05	0,0013	0,001	0,05	0,3	0,177	2,50	0,008	0,02	0,1	0,250	0,006	4,077	4,737	1,37
R22→R2 4*	18,91	0,02	2E-04	0,0254	0,026	0,16	0,3	0,138	1,95	0,185	0,27	0,74	1,444	0,081	0,567	2,796	1,07
R23→R2 4	27,42	0,02	6E-05	0,0320	0,032	0,17	0,3	0,138	1,95	0,232	0,30	0,77	1,503	0,090	0,321	0,439	1,07
R24→R2 6	35,92	0,02	4E-04	0,0482	0,049	0,20	0,3	0,138	1,95	0,352	0,40	0,92	1,795	0,120	0,409	3,205	1,07
R26→R4 2*	25,72	0,02	5E-04	0,0720	0,072	0,24	0,3	0,138	1,95	0,526	0,50	1,02	1,990	0,150	0,184	3,389	1,07
R27→R3 1*	41,89	0,02	8E-05	0,0017	0,002	0,06	0,3	0,138	1,95	0,013	0,02	0,1	0,195	0,006	0,683	1,366	1,07
R30→R3 1	17,88	0,03	4E-05	0,0014	0,001	0,05	0,3	0,156	2,21	0,009	0,15	0,5	1,107	0,045	0,574	2,948	1,22
R31→R4 3*	31,54	0,02	3E-04	0,0260	0,026	0,16	0,3	0,138	1,95	0,191	0,28	0,75	1,464	0,084	0,157	3,105	1,07
R32→R3 4*	16,99	0,02	3E-05	0,0017	0,002	0,06	0,3	0,138	1,95	0,013	0,02	0,1	0,195	0,006	1,547	1,735	1,07
R33→R3 4	25,8	0,03	5E-05	0,0034	0,003	0,07	0,3	0,181	2,56	0,019	0,02	0,1	0,256	0,006	2,218	4,335	1,41
R34→R3 5	9,35	0,02	2E-04	0,0138	0,014	0,13	0,3	0,138	1,95	0,102	0,17	0,55	1,073	0,051	0,610	5,281	1,07
R35→R4 4*	23,06	0,02	3E-04	0,0190	0,019	0,14	0,3	0,138	1,95	0,139	0,24	0,67	1,307	0,072	0,252	5,533	1,07
R38→R3 9*	66,17	0,02	1E-04	0,0054	0,006	0,09	0,3	0,138	1,95	0,040	0,10	0,38	0,742	0,030	1,819	3,049	1,07
R39→R4 1*	67,28	0,02	4E-04	0,0496	0,050	0,21	0,3	0,138	1,95	0,363	0,40	0,92	1,795	0,120	0,823	3,871	1,07
R41→R4 2	34,74	0,03	6E-04	0,0981	0,099	0,24	0,3	0,172	2,43	0,574	0,53	1,04	2,530	0,159	0,255	4,126	1,34
R42→R4 3	13,85	0,07	1E-03	0,1737	0,175	0,26	0,3	0,255	3,61	0,685	0,60	1,08	3,903	0,180	0,151	4,277	1,99
R43→R4 4	36,42	0,02	2E-03	0,1753	0,177	0,33	0,35	0,208	2,16	0,852	0,70	1,12	2,381	0,245	0,251	5,783	1,19

R44→Rex(1)*	20,96	0,02	2E-03	0,1954	0,198	0,34	0,35	0,208	2,16	0,951	0,77	1,14	2,385	0,270	0,418	6,201	1,19
R45→R46	66,89	0,02	1E-04	0,0180	0,018	0,14	0,3	0,138	1,95	0,132	0,21	0,62	1,210	0,063	0,526	2,109	1,07
R46→R47	66,98	0,02	4E-04	0,0371	0,038	0,18	0,3	0,138	1,95	0,272	0,35	0,85	1,659	0,105	0,758	6,723	1,07
R47→R48*	41,17	0,02	6E-04	0,0710	0,072	0,24	0,3	0,138	1,95	0,519	0,50	1,01	1,971	0,150	0,668	7,391	1,07
R48→Rex2	43,5	0,02	8E-04	0,1000	0,101	0,26	0,3	0,144	2,04	0,700	0,61	1,08	2,202	0,183	0,647	8,038	1,12
Rex1→Rex2	64,17	0,02	7E-03	0,2120	0,219	0,36	0,4	0,296	2,36	0,739	0,63	1,09	2,572	0,252	0,768	6,969	1,30
Rex2→Rex3	71	0,05	1E-02	0,4383	0,452	0,40	0,4	0,469	3,73	0,964	0,69	1,12	4,111	0,276	0,271	8,308	2,05

NB : (*) La pente de la conduite a été modifiée pour satisfaire les conditions d'écoulement

III.7 Profil en long :

C'est la représentation d'une coupe verticale d'un objet dans le sens de sa plus grande dimension. Coupe longitudinale parallèle au trait de côte.

Un profil en long est la représentation d'une coupe verticale suivant l'axe d'une route, d'une voie ferrée, d'un collecteur etc. Les distances (abscisses) les altitudes (ordonnées) sont mesurées graphiquement sur les documents, ces éléments permettent de dessiner le profil en long[11].

Pour les tronçons les plus importants nous avons tracé leurs profils en long pour vérifier l'état des lignes piézométrique (Figure III.4)(Figure III.5)(Figure III.6).et la figure (Figure III.7) représente tous les caractéristiques Hydrauliques du réseau étudié .

***Remarque :**

Pour la fiabilité de l'étude on ne doit pas négliger l'importance des ouvrages annexes et les figures

(Figure III.8) (Figure III.9) (Figure III.10) représentent ces ouvrages.

Interprétation des résultats :

Les résultats obtenus à l'issue des calculs du dimensionnement des réseaux sont satisfaisants. L'autocurage ainsi que les vitesses d'écoulements sont respectés dans chaque tronçon. Les pentes de certains tronçons ont été modifiées afin réduire leurs vitesses d'écoulement qui dépassaient la vitesse limite d'érosion. A terme le réseau fonctionne en Gravitaire et à surface libre sans aucune anomalie.

Le réseau ainsi obtenue aura un linéaire de 1335m, et sera équipé de 45 regards. Et Avec une Superficie de 4 hectares.

III.8- MISE EN ŒUVRE DES CANALISATIONS EN PVC

III.8.1- Approvisionnement sur chantier

III.8.1.1- Chargement et transport

Le chargement des camions ou conteneurs doit être effectué de façon qu'aucune détérioration ou déformation des tubes ne se produise pendant le transport.

N.B : On doit en particulier veiller à éviter les manutentions brutales, les flèches importantes, tout contact des tubes avec des pièces métalliques ou des blocs de maçonnerie [12].

III.8.1.2- Déchargement

Le déchargement brutal des tubes sur le sol est à proscrire. Des précautions identiques à celles prises pendant le transport sont à observer pour les tubes extraits de leur palette d'origine. Leur empilement doit se faire en alternant les emboîtures ou en interposant un lit de planches entre chaque couche de tubes.

III.8.1.3- Manutention

Pour éviter tout risque de détérioration et d'incident ultérieur, les tubes doivent être portés et non traînés sur le sol ou contre les objets durs. Par temps très froid, il est nécessaire de prendre des précautions supplémentaires, et en particulier d'éviter tout choc violent des tubes.

III.8.1.4- Stockage

Dans tous les cas, il est nécessaire de préparer un lieu de stockage situé le plus près possible du lieu de travail. L'aire destinée à recevoir les tubes doit être nivelée et plane afin d'éviter la déformation des tubes.

Comme pendant le transport et le déchargement des tubes libérés de leur palette, leur disposition pour un stockage prolongé doit respecter l'alternance des emboîtures ou l'interposition d'un lit de planches entre chacun des lits de tubes. La hauteur du gerbage ne doit pas excéder 1,50 m.

En cas d'exposition prolongée au soleil, les tubes doivent être stockés à l'abri. Il est préférable de les couvrir avec une bâche opaque.

Eviter le bardage de longue durée en bord de fouille. Il est en effet préférable d'approcher les tubes de la tranchée au fur et à mesure de leur utilisation[12].

III.8.2- Construction de la tranchée :

III.8.2.1- Profondeurs de fouille

Les profondeurs de fouille prévues au projet doivent être respectées, en prévoyant la place nécessaire à la mise en œuvre du lit de pose.

III.8.2.2- Largeur de tranchée

La largeur de la fouille doit être déterminée en fonction de la profondeur d'enfouissement et du diamètre de la canalisation à mettre en place. Cette largeur doit être suffisante pour permettre l'aménagement correct du fond de la tranchée d'une part, et l'assemblage des éléments de la canalisation d'autre part.

La largeur minimum admise au fond de la tranchée est fournie dans le tableau ci-dessous :

Tableau III.5 : le rapport entre le diamètre et la largeur de la tranchée

Diamètre extérieur tuyau	Largeur Minimum (mm)
110	710
125	725
160	760
200	800
250	850
315	915
400	1000
500	1100

III.8.2.3- Fond de la tranchée

Le fond de la tranchée doit être débarrassé des roches de grosse granulométrie, des vestiges de maçonnerie et des affleurements de points durs, puis convenablement dressé suivant la pente prévue au projet.

III.8.2.4- Lit de pose

Le fond de la tranchée est recouvert d'un lit de pose de 5-15 cm, dressée suivant la pente prévue au projet et réalisée avec un matériau d'apport propre de granulométrie.

D'étant l'ouverture des mailles qui laissent passer 10, 30 ou 60% de l'échantillon prélevé.

La terre provenant des fouilles peut être utilisée si elle répond à cette condition.

Dans le cas de terrains particulièrement instables (marais, terrains fins gorgées d'eau, risque d'entraînement de fines...) il est possible de réaliser sous le lit de pose, une couche de fondation en matériaux concassés de forte granulométrie sur une épaisseur adaptée aux diamètres et aux terrains. Ces précautions, dans le cas de mise en œuvre dans des terrains particulièrement compressibles permettent d'assurer dans les premiers temps une bonne dissipation des pressions interstitielles.

Remarque importante :

Notons que dans des sols fins compressibles et gorgés d'eau (limon argileux, vaseux ou bourbeux), le poids faible des tuyaux PVC proposés constitue un avantage appréciable car il conduit à des tassements négligeables.

III.8.2.5- Présence d'eau dans la fouille

Lorsqu'une fouille est creusée dans un terrain aquifère ou traverse une nappe phréatique plus ou moins importante, plusieurs techniques de mise hors d'eau sont alors envisageables selon l'importance des débits (du ruissellement ... à la nappe phréatique).

- **Pompage classique**

Lorsqu'un simple pompage en fond de fouille est inadapté, d'autres méthodes peuvent être utilisées.

- **Drainage du fond de la tranchée**

Ce drainage peut être :

- permanent,
- ou provisoire (à obstruer dans les regards),
- par tuyau, drains enrobés de matériaux drainants,
(Graviers à cailloux) hors axe de la canalisation,
- par confection d'une simple couche de ces matériaux.

- **Rabattement de nappe le long de la fouille :**

Par :

- l'exécution de puits filtrants est bien adapté dans les cas suivants : terrain de bonne perméabilité, rabattement à grande profondeur,
- l'utilisation de pointes filtrantes est la plus employée en assainissement car elle prête bien à des terrains d'assez faible perméabilité, des rabattements à des profondeurs inférieures à 6 m[13].

III.8.3- Assemblage

III.8.3.1- Coupe

Si les nécessités du tracé l'exigent, la coupe du tube peut être envisagée sur chantier. Elle s'effectue à la scie ou à la meule portative, suivant un plan perpendiculaire à l'axe du tube. Le chanfrein est alors reconstitué à l'aide d'une lime ou d'une chanfreineuse.

III.8.3.2- Assemblage par bague de joint d'étanchéité

Il demande les opérations suivantes :

- si une coupe sur chantier s'est avérée nécessaire, reconstituer le chanfrein de l'extrémité mâle à l'aide d'une râpe ou d'une chanfreineuse, suivant un angle compris entre 15 et 30,
- reporter sur cette extrémité, à l'aide d'un crayon gras, la longueur de l'emboîture,
- débarrasser les parties à assembler de toute boue, poussière, sable ou gravillon,
- s'assurer de la position correcte de la bague d'étanchéité, de sa propreté ainsi que celle de son logement,
- lubrifier le bout mâle et surtout son chanfrein (il est impératif de n'utiliser que le lubrifiant préconisé, certains produits risquent d'attaquer la bague de joint d'étanchéité),
- emboîter les deux éléments à fond, jusqu'au repère préalablement tracé,
- pour les collecteurs, pousser lentement avec une barre à mine, sans oublier d'intercaler une planche entre le tube et la barre.

Si la poussée à exercer devient importante, pour les grands diamètres ($D_{ext} > 500$ mm), on doit avoir recours à des moyens mécaniques : vérins hydrauliques, tir fors, ou au godet d'une pelle de chantier. Dans tous ces cas, il est indispensable de disposer une planche de protection entre la partie métallique et l'extrémité femelle du tube [14].

III.8.4- Mise en place des tubes

III.8.4.1- Descente en tranchée

Chaque élément doit être descendu sans heurt dans la tranchée, présenté dans l'axe de l'élément précédemment posé, emboîté, réaligné éventuellement, puis calé.

III.8.4.2- Sens de pose

Les tubes doivent être posés à partir de l'aval, leur emboîture étant dirigée vers l'amont.

III.8.4.3- Rectitude

La canalisation ne doit pas présenter de flèche notable et doit être posée suivant une pente régulière. La rectitude originelle des tuyaux est conservée en respectant les conditions d'approvisionnement sur chantier, jusqu'au bardage le long de la fouille.

A chaque arrêt de travail, les extrémités des tubes et raccords en cours de pose doivent être obturées provisoirement à l'aide de bouchons appropriés afin d'éviter l'introduction de corps étrangers dans la conduite.

III.8.4.4- Remblaiement

Matériaux d'enrobage :

Le remblai directement en contact avec la canalisation, jusqu'à une hauteur uniforme de 15 cm minimum au-dessus de la génératrice supérieure, doit être constitué des mêmes matériaux que celui du lit de pose.

Les matériaux d'apport tels que les sables, tout venants et graves sont des matériaux auto-compactant. Il n'est pas nécessaire d'employer un engin de compactage. Par contre, si les matériaux utilisés sont issus des déblais expurgés, ils nécessitent la mise en œuvre de moyens de compactage, agissant par couches successives d'une épaisseur maximum de 30 cm.

Si l'utilisation de blindages s'avère nécessaire, Le blindage est ôté sur une hauteur correspondant à une couche de remblai. Le remblaiement de cette couche puis son compactage sont alors réalisés. L'opération est répétée jusqu'au retrait total. Ce cas correspond aux conditions optimales et assure une bonne assise et un bon appui latéral.

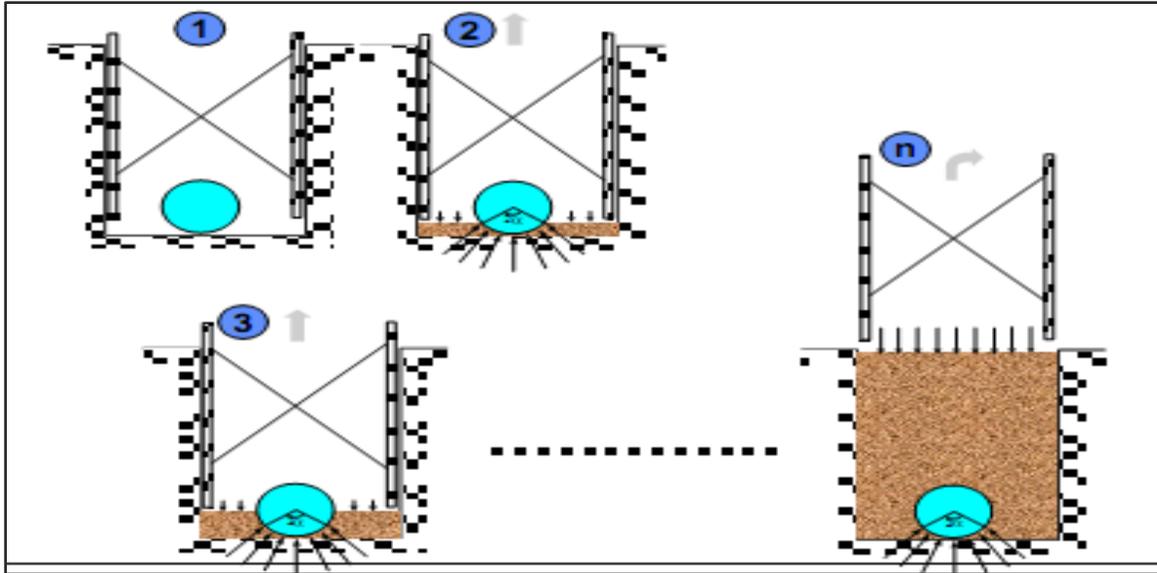


Figure III.11 : Matériaux d'enrobage

Le remblai :

L'exécution du remblai proprement dit peut comporter la réutilisation des déblais d'extraction de la fouille, si le Cahier des Clauses Techniques Particulières (CCTP) l'autorise.

Ceux-ci seront toutefois expurgés des éléments de dimension supérieure à 10 cm, des débris végétaux et Animaux, des vestiges de maçonnerie, ainsi que tout élément pouvant porter atteinte à la canalisation ou à la qualité du compactage.

Disposer le remblai et le compacter en couches régulières, mécaniquement ou hydrauliquement.

Sous voirie, on renforcera éventuellement avec des matériaux d'apport.

Nota : Le nouveau fascicule 70 (la nouvelle méthode de dimensionnement mécanique des canalisations d'assainissement) admet que l'assise et le remblai de protection soient réalisés en une seule fois, pour des tubes PVC (inférieur ou égal à 200 mm) [15].

III.8.5- Pose en terrains instables

Lorsque la canalisation est posée dans un terrain instable (terrains fins gorgés d'eau avec risque

d'entraînement de fines...), l'ensemble lit de pose-tuyau-enrobage sera enveloppé par un géotextile non tissé anti contaminant ($>100 \text{ g/m}^2$), pour éviter le risque d'entraînement de fines de la zone remblai vers la zone d'enrobage [12].

III.8.6 : EPREUVE DE LA CANALISATION

Elle doit être effectuée à l'eau, et tronçon par tronçon, en principe de regard à regard, la conduite étant remblayée. La durée de l'essai est de 30 minutes. La pression d'épreuve est obtenue en remplissant d'eau le regard amont, sans dépasser une hauteur de 4 m au dessus de l'axe du tuyau.

En aucun cas, la pression à l'extrémité aval du tronçon testé ne doit toutefois dépasser la pression de 1 bar. Cela pourrait se produire si la pente de la canalisation était trop élevée.

Aucun suintement ni à fortiori écoulement ne doit être constaté, d'un débit supérieur à 0,04 litre/m² de surface considérée [13].

Conclusion

Après un travail approfondi sur terrain on a donné le diagnostic du réseau d'assainissement existant de l'agglomération du quartier 125 et on a mis en évidence les différents problèmes, à savoir : Les faibles pentes, les conduites qui sont dans un état défectueux, la dégradation de plusieurs regards et des branchements, l'absence des avaloirs, et la Stagnation des eaux de pluie sur les voiries pendant 15 jours après la précipitation par manque d'un réseau d'évacuation pour les eaux pluviales.

Pour résoudre ces problèmes on a proposé :

- Le redimensionnement du réseau d'assainissement existant.
- Le choix d'un réseau d'assainissement unitaire tout en prenant en compte les avantages que possède ce type (le côté économique).

A cet effet, Vu la configuration topographique de la localité du quartier 125 logements et la possibilité de collecter les eaux usées vers un seul point de rejet, on a assaini la zone d'étude par un réseau de collecte qui déversera son débit maximal vers l'émissaire principal le plus proche.

Pour notre agglomération, l'évaluation des débits des eaux pluviales s'est faite par la méthode rationnelle pour une période de retour de 10 ans environ et les débits des eaux usées (domestiques, et service public) ont été déterminés selon la répartition de la population. Le réseau ainsi proposé et dimensionné, présente dans ces tronçons des pentes convenables permettant une évacuation des débits des pointes en toute sécurité et avec des vitesses d'écoulement adéquates et auto curage des réseaux.

Nous espérons que cette étude pourra faire l'objet d'un avant projet pour l'élaboration d'un réseau d'assainissement plus fiable et plus rigoureux pour la localité de 125 logements, et qu'elle sera prise en charge par une entreprise assez compétente qui assure la réalisation du projet et son suivi.

Bibliographie

- [1] Savané M, 2011, P.E.F de Master en hydraulique urbaine « dimensionnement d'un réseau d'alimentation en eau potable et d'assainissement de M'Sala », Département hydraulique- Université de Tlemcen.
- [2] François B , 2006 , Distribution et collecte des eaux , édition : presses international polytechniques .
- [3] GHALI S F, 2012 , P.E.F de Master ESA « dimensionnement du réseau d'assainissement de la ville de Marsat Ben Mhidi », Département hydraulique- Université de Tlemcen.
- [4] Bonnin J , 1986 , hydraulique urbaine appliquée aux agglomérations de petites et moyennes importance , édition : EDF. p 254.
- [5] BOCOUM M & DIAUO E.T, 2008, Le drainage des eaux de pluie du Centre International de Commerce et d'Echange du Sénégal (CICES) et de ses environs, mémoire d'ingénieur en Génie civil, Ecole Polytechnique de Thiès (E.P.T).P103.
- [6] collectif, 2011, Réseaux d'Assainissement Eaux pluviales , Eaux usées , Edition : Ginger Cated , P138
- [7] SATIN M, SELMI B, Bourrier R, 2010 , Guide technique de l'assainissement , édition le Moniteur, France Edition Le Moniteur P 776
- [8] Chibane F, 2011, P.E.F de Master ESA « Etude de l'assainissement et de l'A.E.P d'une zone d'extension à TAGNA commune de AIN FEZZA » , Département hydraulique- Université de Tlemcen.
- [9] DUPONT A, 2005, Hydraulique urbaine tome I: Captages – Réseaux d'adduction – Réservoirs -Réseaux de distribution – Equipements -Pompes – Petites centrales hydrauliques, Edition Eyrolles..P270
- [10] Agence National d'Aménagement Du Territoire, 1998, PDAU (Plan D'action des Aménagements Urbain et D'embellissement) Remchi, juillet 1998,

Bibliographie

- [11] DDAF (Direction départementale de l'Agriculture et de la Forêt) d'Indre-et-Loire, 2008, Gestion des eaux pluviales dans les projets d'aménagement, Guide technique – Volume 2, Préfecture D'Indre-et-Loire. le (tome 1), Edition Eyrolles, Paris. p113.
- [12] PARK Hee-Seong; 1997-1999, KASTNER Richard. Mise en place de canalisation par microtunnelage, interaction en frottement sol-canalisation. These doctorat: Institut national des sciences appliquees de Lyon. Villeurbanne. FRA, . 227p.
- [13] Bouleau G., Guerin-Schneider L .2011. Des tuyaux et des hommes. Paris (France) : Editions Quae, 200 p
- [14] C.Cost ,M.Loudet .1987.l'assainissement en milieu urbain et rural .Edition de Moniteur,.251 p
- [15] Guide de l'assainissement individuel,1995,OMS, ,264 p