



Année Universitaire : 2014-2015



Master Sciences et Techniques : Hydrologie de Surface et Qualité des Eaux

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES
Pour l'Obtention du Diplôme de Master Sciences et
Techniques

**Réalisation de réseaux d'assainissement et d'eau potable
pour un lotissement à Tamensourt**

Présenté par :

Mounir OUABA

Encadré par :

- Mme. Nezha, Atlas géo-conseil plus
- Mr. Abdelhadi Lhassani, FST - Fès

Soutenu le 24 Juin 2015 devant le jury composé de :

- | | |
|--------------------------|---------|
| - Pr. Abdelhadi LHASSANI | FST Fès |
| - Pr. Fouad KHALIL | FST Fès |
| - Pr. Hicham CHTIOUI | FST Fès |
| - Pr. Lahcen BENABIDATE | FST Fès |



Stage effectué à : Bureau d'étude technique Atlas géo-conseil plus.

REMERCIEMENTS

En premier lieu, je tiens à adresser mes remerciements les plus sincères à Mme. NEZHA, responsable de département VRD, qui m'a donné la possibilité d'effectuer ce stage au sein de ce bureau d'études et pour son encadrement, ses avis et ses explications.

Ensuite, je souhaite exprimer ma reconnaissance à mon encadrant pédagogique dans ce stage, Pr. ABDELHADI L'HASSANI pour son encadrement et pour le partage de son expérience.

Je tiens également de passer mes gratitude à Pr. LAHCEN BENAABIDATE responsable de master pour l'aide qu'il nous apporté durant les années de la formation.

Un grand merci à l'ensemble de mes collègues de bureau, en particulier à SAMAH KORCHI avec qui j'ai travaillée, qui m'a fournie les informations nécessaires relatives au projet.

Je remercie également Pr. Hicham CHTIOUI et Pr. Fouad KHALIL pour les remarques et les informations qui ont me permis d'achever ce rapport.

Liste des figures

Figure 1 : Photo satellite de la ville tamensourt.....	4
Figure 2 : Carte géologique simplifiée du Haouz (D'après la carte 1/500000 de Marrakech...)	5
Figure 3 : Topographie et réseau hydrographique de la zone d'étude.....	6
Figure 4 : Carte du niveau piézométrique de la nappe du Haouz.....	7
Figure 5 : Plan d'aménagement du projet.....	9
Figure 6 : Modèle Numérique de Terrain.....	10
Figure 7 : Schéma du réseau séparatif.....	13
Figure 8 : Schéma du réseau unitaire.....	14
Figure 9 : Schéma du réseau pseudo-séparatif.....	14
Figure 10 : Réseau maillé.....	16
Figure 11 : Réseau ramifié.....	16
Figure 12 : Regard de visite.....	17
Figure 13 : Regard borgne.....	17
Figure 14 : Regard à avaloir.....	17
Figure 15 : Regard à grille.....	17
Figure 16 : Implantation du réseau d'assainissement par rapport aux autres réseaux.....	18
Figure 17 : Vanne de sectionnement.....	26
Figure 18 : Coupe transversale d'une tranchée.....	38
Figure 19 : Schéma illustratif de la loi des mailles dans un réseau d'eau potable.....	43

Liste des tableaux

Tableau 1 : Température maximales minimales et moyennes mensuelles.....	8
Tableau 2 : Evaporation moyenne en mm (1990-2006).....	8
Tableau 3 : Tableau de contenance.....	9
Tableau 4 : Avantages et inconvénients des systèmes d'assainissements.....	15
Tableau 5 : Avantages et inconvénients des différents matériaux.....	19
Tableau 6 : Exemple de valeurs du coefficient de ruissellement.....	21
Tableau 7 : Formules équivalentes d'assemblage des bassins versants.....	22
Tableau 8 : Différentes unité de dotations en fonction du consommateur.....	23
Tableau 9 : Coefficients de rugosité en fonction des matériaux.....	29
Tableau 10 : Dimensions de tranchées.....	34
Tableau 11 : Dotations établies par l'ONEE.....	35
Tableau 12 : Calcul du débit moyen des eaux usées.....	39
Tableau 13 : Catégorie du consommateur.....	41
Tableau 14 : Récapitulation des besoins en eau de l'agglomération.....	44
Tableau 15 : Longueurs des tronçons du réseau de distribution du lotissement.....	45
Tableau 16 : Dimensions PVC et PEHD.....	46
Tableau 17 : La concentration du chlore.....	47
Tableau 18 : La largeur de la tranchée en fonction du diamètre de la conduite.....	47

Liste des abréviations

V.R.D : Voirie.Réseux.Dévers

M.N.T : Modèle Numérique du Terrain

O.N.E.E : Office National d'Eau et d'électricité

G.N.F : Granulat Nominal de Fondation

E.P : Eau Potable

E.U : Eau Usée

P.V.C : Polymérisation de Vinyle non Plastifié

A.E.P : Alimentation d'Eau potable

P.E.H.D : Polyéthylène Haute Densité

D.N : Diamètre Nominal

T.N : Terrain Naturel

S.T.E.P : Station de Traitement des Eaux Polluées

A.B.H.T : Agence du Bassin Hydraulique de Tensift

Coll : Collecteur

hab : Habitant

Liste des annexes

Annexe 1 : les réseaux d'assainissement

Annexe 2 : Profil en long d'assainissement

Annexe 3 : Découpage du bassin initial en sous bassins élémentaires

Annexe 4 : Débits pointe des eaux pluviales calculés pour chaque bassin versant élémentaire

Annexe 5 : Diamètres calculés pour chaque collecteur

Annexe 6 : La vérification des conditions d'auto-curage

Annexe 7 : Canalisation d'eau potable

Annexe 8 : Altitudes en mètre des nœuds

Annexe 9 : calcul de vitesse et perte de charge pour chaque collecteur

Annexe 10 : Calcul du volume de rinçage et stérilisation du réseau

Table des matières

Introduction générale.....	1
Chapitre I: PRESENTATION D'ETUDE	2
I. Présentation de l'organisme d'accueil	3
1. Historique	3
2. Coordonnées de la société	3
3. Objectifs et activités	3
4. Organigramme	3
II. Présentation du projet	4
1. Situation géographique	4
2. Données géologiques	4
3. Hydrologie et Hydrogéologie	4
4. Climat	7
5. Précipitation.....	7
6. Température.....	8
7. Evaporation.....	8
8. Programme d'aménagement de la zone d'étude.....	8
9. Topographie du site	9
Chapitre II: GENERALITES SUR LES RESEAUX D'ASSAINISSEMENT	
ET D'EAU POTABLE.....	11
I. Système d'Assainissement.....	12
1. Introduction	12
2. Natures des eaux d'assainissement.....	12
3. Les systèmes d'assainissement les plus rencontrés	12
4. Avantages et inconvénients des systèmes d'assainissement	15
5. Choix d'un système d'assainissement	15
6. Morphologie du réseau	16
7. Différents types de regards	17
8. Calage des collecteurs	18
9. Choix des conduites.....	19
10. Méthode de calcul.....	20
II. Alimentation d'eau potable.....	22
1. Introduction	22

2. Besoins en eau	23
3. Perte de charge.....	25
4. Perte de charge singulière.....	25
5. Condition de pression	25
6. Pression maximale.....	26
7. Pression minimale.....	26
8. Equipements du réseau de distribution.....	26
9. Les bouches et les poteaux d'incendie	27
10. Réservoirs	27
11. Choix du type de matériau de conduite	28
12. Condition du calcul des diamètres.....	28
13. Dimensionnement du réseau de distribution	29
Chapitre III: ETUDE DU PROJET	30
I. Etude d'assainissement	31
1. Introduction	31
2. Tracé en plan (Système unitaire).....	31
3. Profil en long	32
4. Estimation des débits	32
5. Dimensionnement des canalisations.....	36
6. Canalisations d'eaux pluviales ou unitaires.....	36
7. Vérification d'auto curage	36
8. Mise en œuvre de canalisation.....	37
9. Conclusion.....	38
II. Etude d'alimentation d'eau potable	39
1. Introduction	39
2. Nombre d'habitants	39
3. Besoins en eau	39
4. Profil en long	40
5. Concentration moyenne journalière.....	40
6. Débit maximal journalier.....	41
7. Débit moyen horaire	42
8. Calcul des diamètres	42
9. Dimensionnement du réseau par simulation hydraulique.....	42

10. Longueur des conduites	43
11. Diamètres des conduites	44
12. Altitude des nœuds	45
13. Perte de charge linéaire	45
14. Volume de rinçage et stérilisation du réseau	46
15. Pose des conduites	47
16. Conclusion	48
III. Conclusion général	49
Bibliographie	51

Introduction générale

L'assainissement des agglomérations a pour objet d'assurer l'évacuation de l'ensemble des eaux pluviales et usées ainsi que leur rejet dans les exutoires naturels sous des modes compatibles avec les exigences de la santé publique et de l'environnement.

L'étude de la voirie est une étape primordiale pour la mise en place des réseaux d'assainissement. En effet, l'étude de l'assainissement nécessite certaines données comme les côtes tampon déterminées par les profils en long de la voirie, coefficient de ruissellement (dépend de la nature de relief : trottoir, chaussée.....), la pente des bassins versants.

Les réseaux d'assainissement sont, en général, de type gravitaire, l'effluent s'écoulant par gravité. Les conduites sont calculées pour fonctionner en écoulement libre, elles ne sont pas conçues pour être soumises à une circulation sous pression. Le tracé des réseaux est étudié de manière à permettre l'écoulement et le rejet de l'effluent le plus rapidement possible, sans occasionner de nuisances au voisinage (mauvaises odeurs. Débordement ...).

Le calcul des débits des collecteurs des eaux pluviales se fait grâce à la méthode de Caquot pour une période de retour de 10 ans, tandis que pour les eaux usées se fait à base de la consommation en eau potable. Le calcul des débits est suivi par la détermination des diamètres des canalisations et la vérification des conditions d'auto-curage.

L'étude confiée par le bureau d'études techniques « ATLAS GEO CONSEIL PLUS » à Marrakech sous l'intitulé « Etude VRD de lotissement MLY SMAIL à tamensourt : L'étude de la voirie, choix du système d'assainissement pour les eaux pluvial et usées, et dimensionnement du réseau d'alimentation d'eau potable ».

Dans la première mission, j'adopte une méthodologie de travail qui se base sur l'analyse de plusieurs paramètres, ayant une incidence sur le confort et la durabilité de la voirie, mais en parallèle à cette méthodologie je vais essayer de penser à la conception du réseau d'assainissement qui sera implanté sous les voies.

Dans la deuxième mission « choix du système d'assainissement », je débute par l'étude de chaque système à part, et je précise les avantages et les inconvénients du point de vue technique et économique de chacun.

Dans la troisième mission « L'Alimentation d'Eau Potable », je me suis basé sur la population du lotissement et le bilan hydrique calculé par moi-même et j'ai tenu en compte, les conditions optimales d'écoulement, de ventilations et de fonctionnement hydraulique, pour dimensionner les collecteurs d'alimentation d'eau potable.

chapitre I

PRESENTATION D'ETUDE

I. Présentation de l'organisme d'accueil :

1. Historique :

ATLAS GEO CONSEIL PLUS est un bureau d'études techniques et de coordination des projets d'assainissement, voirie et réseau divers. Il a été créé par Mr. Ali Bahmad Ingénieur Géomètre Topographe diplômé de l'école spéciale des travaux public (ESTP) à Paris. Son domaine de compétence s'est développé dans le champ de l'Ingénierie VRD, travaux publics et construction.

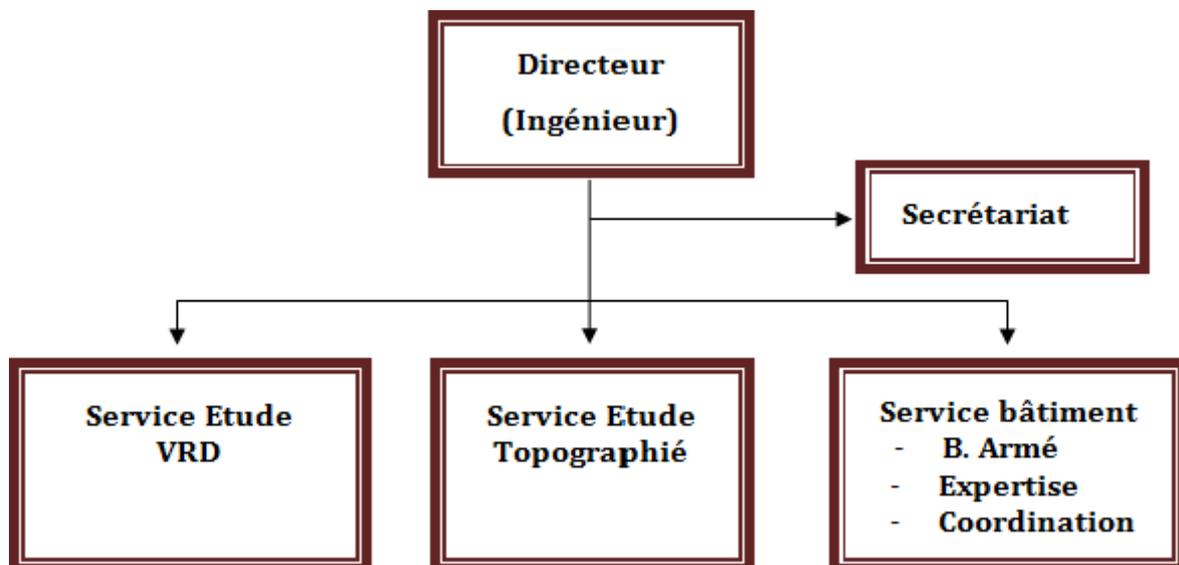
2. Coordonnées de la société :

- Nom de la société : ATLAS GEO CONSIELL PLUS
- Forme juridique : SARL
- Administrateur délégué : Mr. BAHMAD ALI
- Siège social et adresse : 115 Lot SOFIA TARGA MARRAKECH
- Date de création : 04/05/2001
- Email : geo-conseil@menara.ma

3. Objectifs et activités :

- Etude et travaux topographique
- Etude de VRD
- Electrification
- Téléphone
- Etude des projets routiers

4. Organigramme :



II. Présentation du projet

1. Situation géographique :

Tamensourt est une ville nouvelle marocaine située dans la préfecture et la région de Marrakech-Tensift-Al Haouz, à 10 km au nord-ouest de Marrakech, sur la route de Safi et d'El Jadida. Elle dépend de la commune rurale de Harbil et, comme Marrakech, se trouve au pied des montagnes de l'Atlas [1].

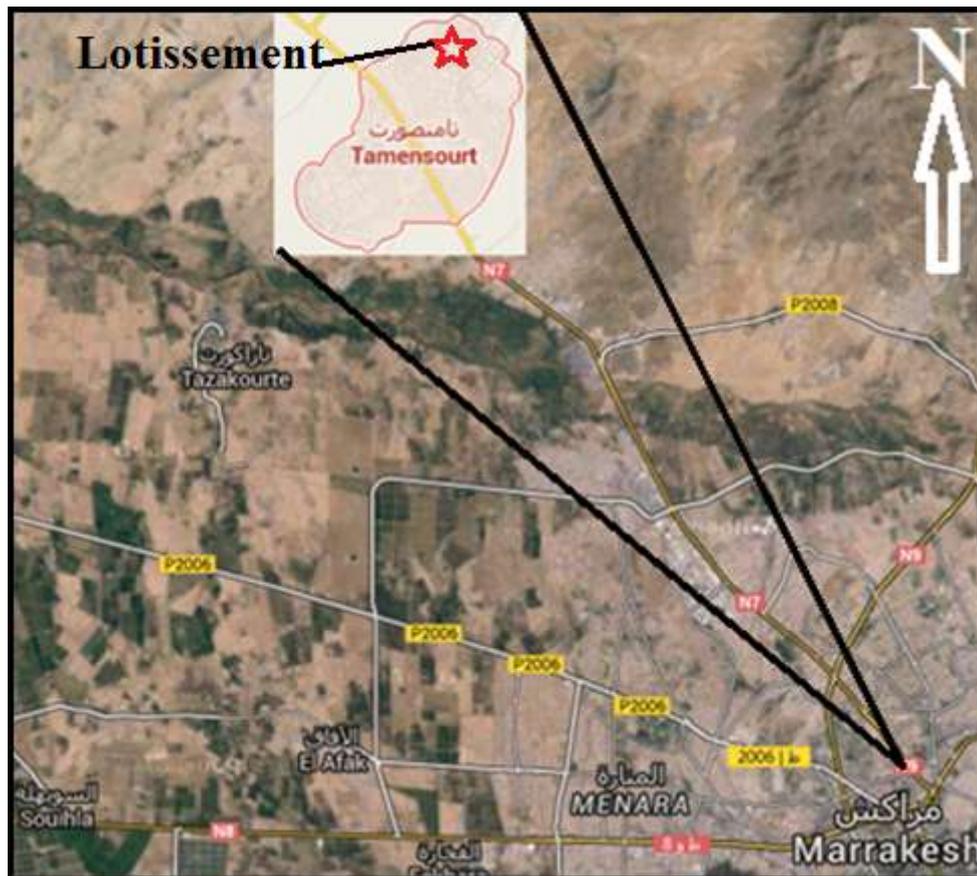


Figure 1: Photo satellitaire de la ville tamensourt

La zone du projet lotissement «MLY SMAIL» se situe dans la partie Nord de la commune rurale de Harbil, wilaya de Marrakech-Tensift, est constituée principalement d'un terrain nu sans aucune occupation ni passage de conduites publiques.

2. Données géologiques :

La zone d'étude fait partie d'agglomération de Marrakech, il se situe dans la plaine de Haouz qui s'étend sur une direction E-W entre les chaînes du Haut Atlas au sud et le massif des Jbilet au nord. Cette plaine correspond à une vaste dépression dans laquelle se sont accumulés principalement durant le Tertiaire et au Quaternaire d'importantes formations détritiques, résultant de l'érosion de la chaîne du Haut-Atlas mis en place lors de l'orogénèse atlasique (Ferrandini et Marrec, 1982). Ces formations reposent sur un substratum

paléozoïque essentiellement schisteux et imperméable. Elles sont caractérisées par l'abondance de dépôts alluviaux graveleux mis en place par un réseau hydrographique en régime torrentiel. Ces dépôts détritiques sont englobés dans une matrice de nature essentiellement argileuse, ils se caractérisent par leur extrême hétérogénéité. La géologie du site, destiné à l'édification du projet « TAMENSOURT », est dominée par ce type de recouvrement récent composé essentiellement d'alluvions et de limons (figure 2) [4].

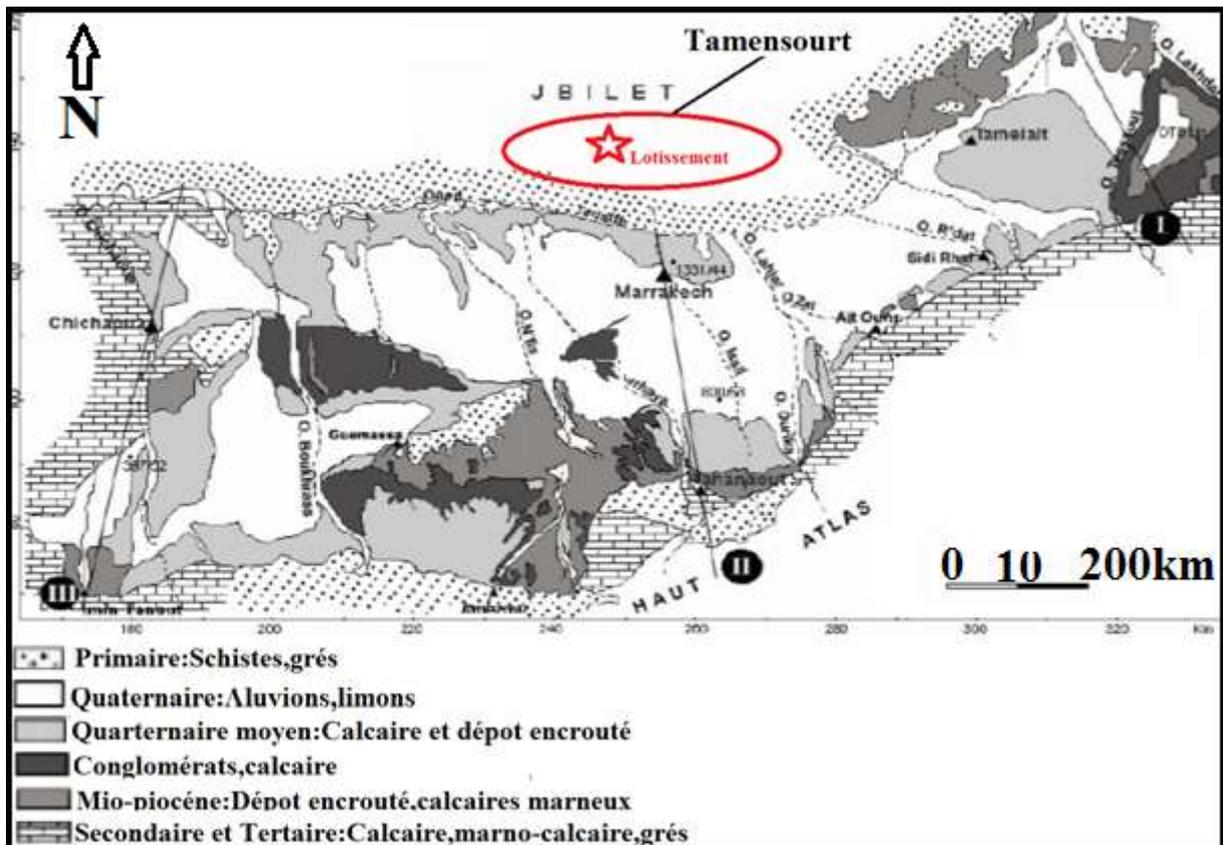


Figure 2: Carte géologique simplifiée du Haouz (D'après la carte 1/500000 de Marrakech) [4]

3. Hydrologie et Hydrogéologie :

-Hydrologie :

La ville de Tamensourt se situe dans une zone dotée d'un système hydrographique assez développé, avec l'Oued Tensift au sud-ouest comme principal cours d'eau intermittent. De point de vue morphologie, le lit de l'Oued Tensift n'est pas encore stabilisé et chaque crue provoque la dégradation des berges et le creusement de nouveaux chenaux, c'est un affluent en rive droite de l'Oued Bahja. L'Oued Tensift est un cours d'eau orienté Est-Ouest, prenant sa source à Ras-El-Aïn dans la nappe phréatique, et qui se jette dans la mer au Sud de Safi. Il est alimenté toute l'année par la nappe phréatique, son apport est estimé à environ 80 millions de m³ par an (d'après les études et bilans élaborés par l'ABHT). Il reçoit en hiver, l'apport de ses affluents prenant leur source dans le versant Nord du Haut Atlas : l'Oued N'Fis, l'Oued Bahja,

oued Reraya, l'oued Issil, l'oued al Hier (constitué de la confluence des oueds Ghmat, Zat et Imenzat). Le débit global apporté au Tensift par ces oueds est estimé à environ 20 m³/s, dont 68 % sont prélevés par séguias (figure 4).

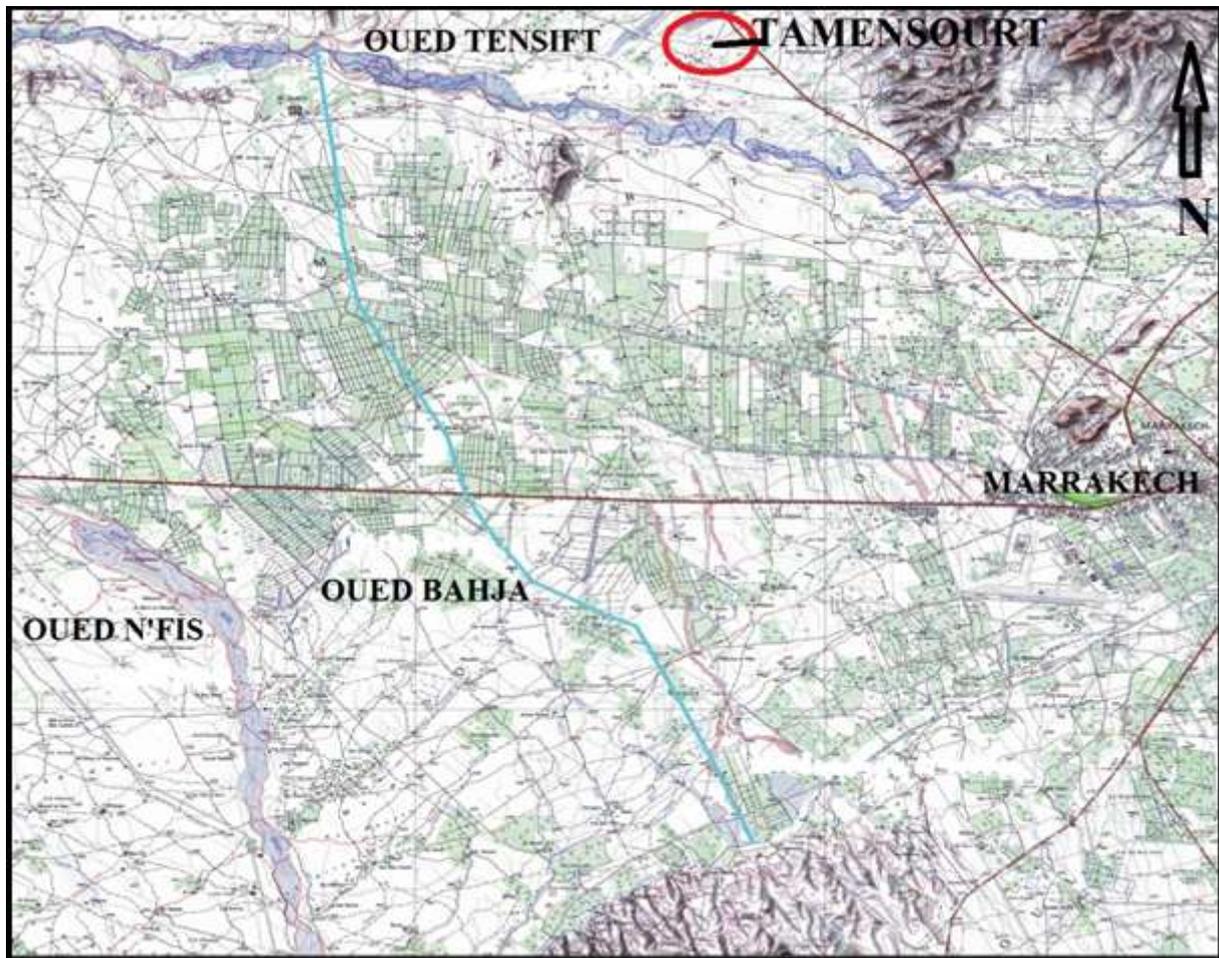


Figure 3: Topographie et réseau hydrographique de la zone d'étude [4]

-Hydrogéologie :

Le principal réservoir d'eau souterraine du bassin du Haouz est contenu dans les dépôts alluvionnaires du Plio-quaternaire. L'ensemble repose sur un substratum imperméable constitué essentiellement par des argiles et marnes du Miocène (Sinan, 1986). La nappe est exploitée pour l'alimentation en eau potable de la ville de Marrakech et des autres centres exemple (TAMENSOURT) périmètres irrigués. L'écoulement général de la nappe se fait du sud (bordure atlasique) vers le nord (l'oued Tensift), avec un fort gradient hydraulique (1,5 à 2 %) au niveau de la limite sud de la nappe. La recharge de la nappe se fait essentiellement à partir de l'infiltration des eaux superficielles (au niveau des lits des cours d'eau atlasiques) et à partir du retour des eaux d'irrigation au niveau des périmètres irrigués (63 % du volume total de l'alimentation). La productivité de la nappe varie entre moins de 0,5 l/s/m et plus de 5 l/s/m. Les secteurs les plus productifs de la nappe sont situés notamment le long de l'axe central de

la nappe et les moins productifs sont situés principalement le long de ses bordures nord et sud. La qualité globale de l'eau de la nappe est généralement bonne dans la partie centrale et moyenne dans sa partie orientale (contenant un important périmètre irrigué). Cette qualité se dégrade au nord le long de l'oued Tensift en raison de la faible profondeur de la surface de la nappe (favorisant l'évaporation de l'eau et donc sa concentration en sels). (Figure 4)

Les Jbilet constituent des richesses hydrographiques de la plaine du Haouz, sont répertoriées au niveau de la zone d'étude principalement à l'Ouest et à la Sud-Ouest ville de Tamensourt (ONEP, 2007) [4].

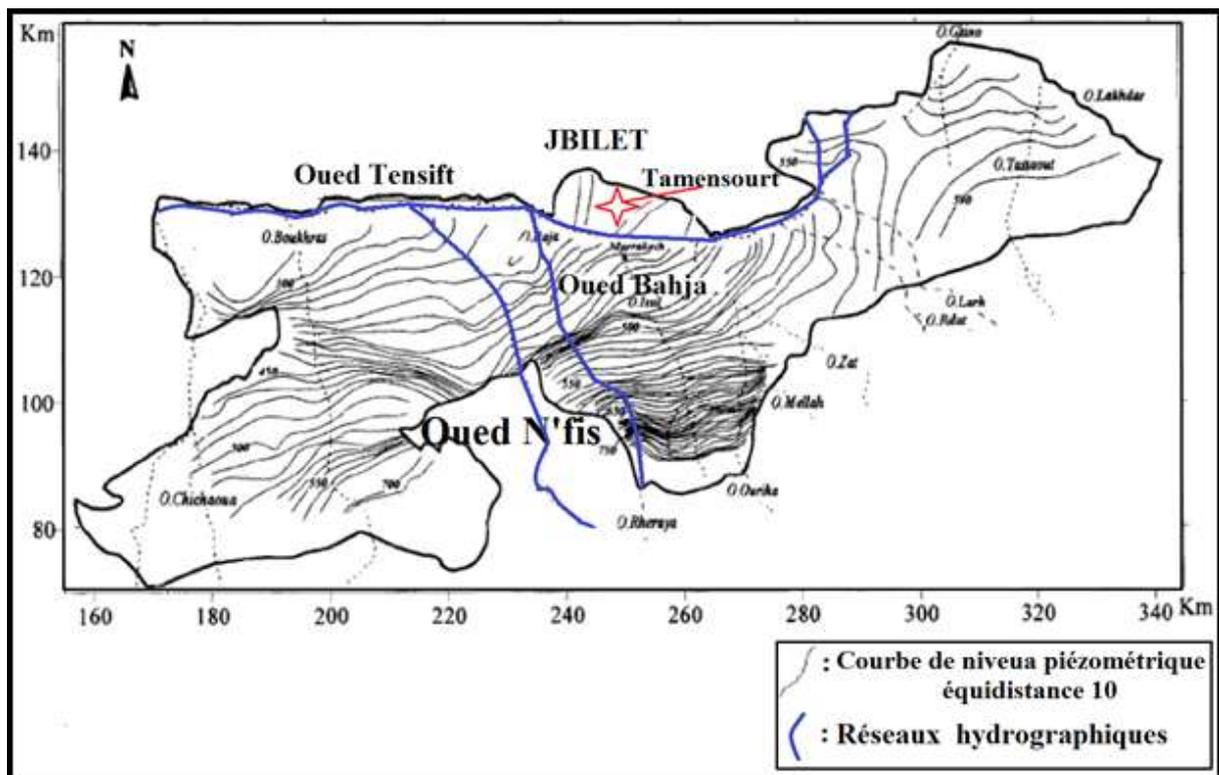


Figure 4: Carte du niveau piézométrique de la nappe du Haouz [4]

4. Climat :

Le climat de la plaine du Haouz est de caractère chaud et continental avec de forts contrastes de température. La pluviométrie y est faible et de plus irrégulière dans le temps et l'espace. La sécheresse n'est pas tempérée par l'humidité atmosphérique ni par la nébulosité, comme en témoignent les données ci-dessous, recueillies au niveau de la station météorologique de l'aéroport de Marrakech-Ménara, située à 3 km du centre-ville (ONEE, 2007) [1].

5. Précipitation :

Les précipitations sur la région de Tensift sont faibles et caractérisées par une grande variabilité spatio-temporelle, elles n'y dépassent pas 300mm et se caractérisent par des orages, à l'été et s'intensifient particulièrement en hiver lors des dépressions venant du nord,

l'humidité relative passe en moyen de 73% en janvier, à 33 % en juillet. Durant ces derniers mois, elle peut s'annuler lorsque soufflent des vents desséchants : chergui et sirocco.

6. *Température :*

La température moyenne mensuelles, varient entre 12°C et 29°C les mois les plus chauds sont généralement Juillet et Aout avec des moyennes de 29°C. Le mois le plus froid est Janvier avec une moyenne de 12°C. Les températures maximales mensuelles moyennes varient entre 18°C et 37°C alors que les températures minimales varient entre 6°C et 21°C.

Tableau 1: Température maximales minimales et moyennes mensuelles en °C (1990-2006) [4]

	Jan	Fev	Mar	Avrl	Mai	Juin	Juil	Aout	Set	Oct	Nov	Dec
Température moyenne maximale	18	21	23	25	29	33	37	37	32	28	23	10
Température moyenne minimale	6	8	11	12	15	18	21	21	19	15	11	7
Température Moyenne	12	14	17	19	22	26	29	29	25	21	17	13

7. *Evaporation :*

L'évaporation moyenne minimale enregistrée dans la station de Marrakech est de 125 mm observée pendant les mois de Janvier, alors que la moyenne maximale est atteinte durant le mois de juillet (362 mm) et la moyenne annuelle est de (2690mm).

Le tableau ci-après récapitule l'évaporation moyenne mensuelle enregistrée dans la station de Marrakech durant la période 1990-2006 :

Tableau 2: Evaporation moyenne en mm (1990-2006) [4]

	Jan	Fer	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout	Set	Oct	Nov	Dec
Evaporat moyenne (mm)	125	129	174	187	245	282	362	356	294	243	172	129

Source : météorologie nationale

8. *Programme d'aménagement de la zone d'étude :*

Le programme d'aménagement du projet lotissement « MLY SMAIL » tel qu'il ressort du plan de masse de l'architecte du projet Kounzi se présente comme suit dans le tableau 3 :

Tableau 3: Tableau de contenance [1]

Lot N°	Désignations	Surface (m ²)
1----303	Immeuble (R+2)	26405,15
304---743	Immeuble (R+3)	56194,82
744	Complexe salle des fêtes, centre commercial, salle de sport et spa	2005
745	Ecole privée	1800
746	Club aquatique	2115
747	Garderie	900
748	Clinique privée	1000
749	Plateau bureau	455



Figure 5: Plan d'aménagement du projet

9. Topographie du site :

La topographie du site se présente avec une pente générale dirigée du sud vers le nord varie entre 1% et 3%, le point bas 392,80m est situé donc au sud du projet en rapprochant vers le Nord le point haut est 406,43 m, La nature topographique du terrain est moyennement accidentée. Le tracé des collecteurs principaux a été optimisé de façon à collecter gravitaire les eaux pluviales du projet et les acheminer vers l'exutoire. (Figure 6)

-Modèle Numérique du Terrain :

Le Modèle Numérique du Terrain (MNT) est de plus en plus utilisé dans les études et la gestion des projets. Un M.N.T donne l'altitude d'un certain nombre des points géographiques répartis à l'intérieur d'un maillage couvrant une zone du terrain considéré.

Le MNT permet ainsi :

- De reconstituer une vue en image de synthèse du terrain
- De tracer des profils topographiques
- D'interpoler certain point topographique

Dans ce projet on a reçu un plan coté sous forme de fichier Autocad, après, on a suivi les étapes de calcul du module numérique du terrain par logiciel piste.

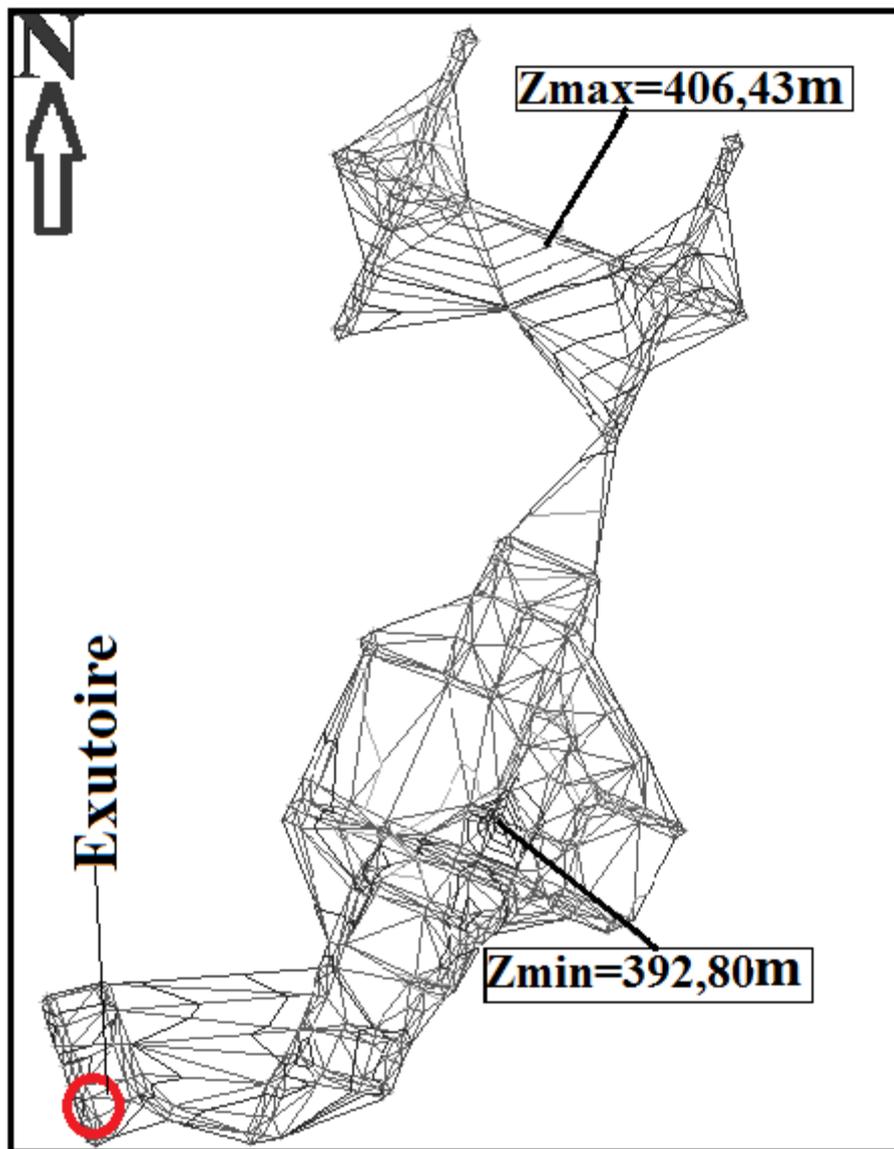


Figure 6: Modèle Numérique de Terrain

chapitre II

GENERALITES SUR LES RESEAUX D'ASSAINISSEMENT

ET D'EAU POTABLE

I. Système d'Assainissement

1. Introduction

Un réseau d'assainissement a une triple fonction : la collecte de l'ensemble des eaux usées, d'origine domestique ou industrielle et des eaux météoriques, séparément ou mélangées, leur transfert soit vers le milieu naturel si les eaux ne sont pas polluées, soit vers une station d'épuration, dans le cas inverse, leur traitement pour que l'effluent soit compatible avec les exigences de la santé publique et du milieu récepteur. Le principe retenu pour le réseau d'assainissement a une influence non négligeable sur l'environnement.

2. Natures des eaux d'assainissement : [3]

Les eaux d'assainissement sont de trois types :

- Eaux de ruissellement
- Eaux usées, d'origine domestique
- Eaux industrielles

Ces eaux peuvent être séparées ou mélangées, ce qui fait apparaître la notion de l'effluent urbain constitué par des eaux usées, d'origine domestiques, plus ou moins polluées par des eaux industrielles et plus ou moins diluées par des eaux de ruissellement.

Les caractères de chacune de ces trois catégories sont :

-Eaux de ruissellement :

Les eaux de ruissellement comprennent les eaux de la pluie, les eaux de lavage et les eaux de drainage.

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

B. EAUX USEES, D'ORIGINES DOMESTIQUES :

Les eaux usées d'origine domestiques comprennent :

- Les eaux ménagères (eaux de cuisine, de lessive, de toilette,....)
- Les eaux vannes (en provenance des WC, matières fécales et urines)

-Eaux industrielles :

Les eaux industrielles sont celles en provenance des diverses usines de fabrication ou de transformation.

3. Les systèmes d'assainissement les plus rencontrés : [3]

-Système séparatif :

Le système séparatif se compose de deux réseaux : un réseau pour les eaux usées et un réseau pour les eaux pluviales.

La collecte séparative des eaux usées domestiques nécessite des ouvrages de section réduite

en raison du volume limité des effluents en cause. C'est un système économique pour autant que l'évacuation des eaux pluviales ne nécessite pas un autre réseau complet c'est-à-dire qu'elle puisse être réalisée en faisant un large appel au ruissellement dans les caniveaux.

Le recours à un assainissement séparatif peut être avantageux, en particulier pour L'équipement de quartiers résidentiels réalisés progressivement, si le réseau unitaire existant à l'aval, est sur le point d'être saturé, ou se trouve saturé.

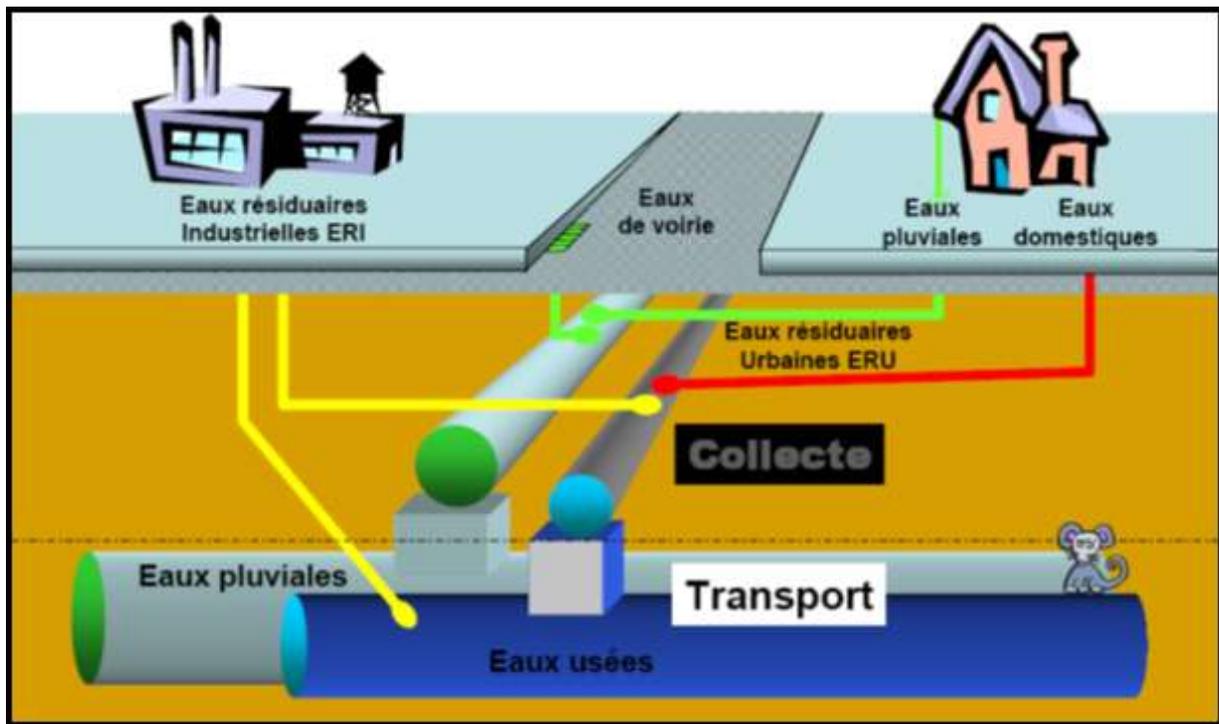


Figure 7: Schéma du réseau séparatif [4]

-Système unitaire :

Il s'impose lorsqu'il n'y a pas de possibilité de concevoir économiquement un réseau des eaux pluviales de surface, c'est à dire :

-Si l'exutoire est éloigné des points de collecte.

-Lorsque les pentes du terrain sont faibles, ce qui impose de grosses sections aux réseaux d'égouts séparatifs.

-Lorsque la proportion de surfaces imperméables (toitures, chaussées, parking, cours) est très élevée et que leurs pentes sont faibles, ce qui impose des ouvrages d'évacuation importants, où il est possible, sans dépenses supplémentaires, d'ajouter les eaux résiduelles domestiques.

Il est reconnu que le système unitaire est intéressant par sa simplicité, puisqu'il suffit d'une canalisation unique dans chaque voie publique et d'un seul branchement pour chaque habitation.

Le premier flot d'orage fortement souillé, parvient jusqu'à l'aval du réseau, les déversoirs

d'orages n'étant pas encore entrés en action, une partie des eaux de ruissellement est donc traitée dans la station d'épuration.

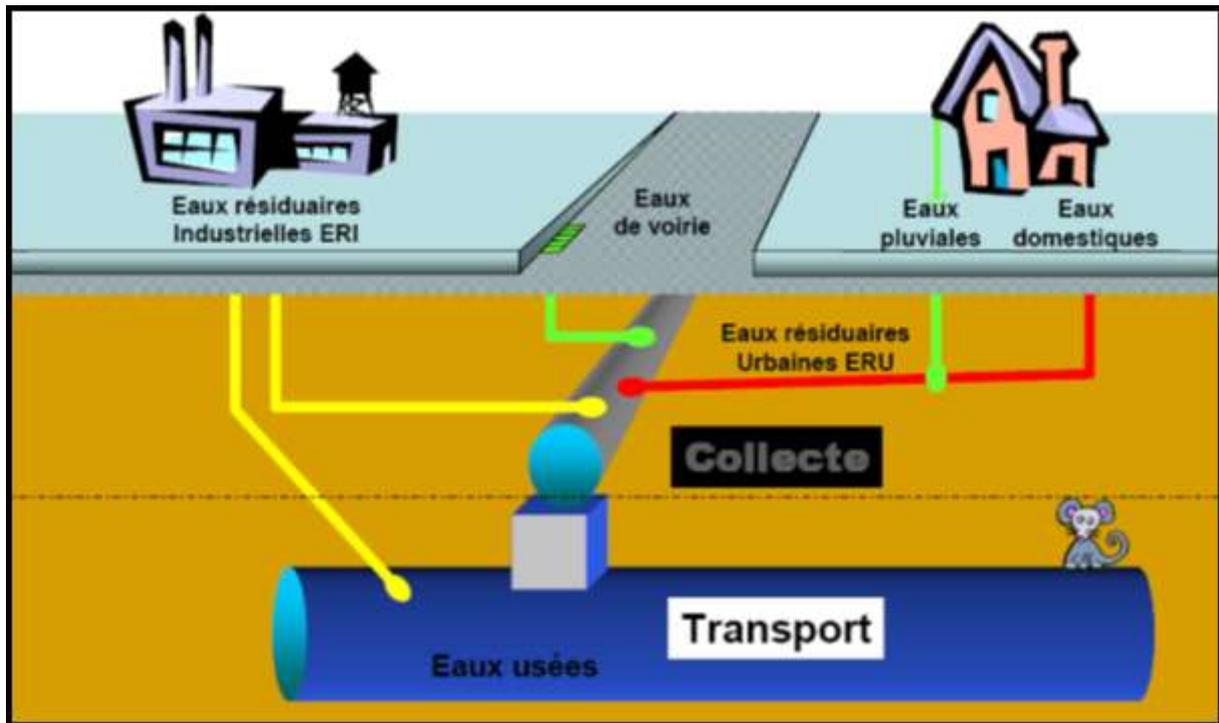


Figure 8: Schéma du réseau unitaire [4]

-Système pseudo-séparatif :

Les eaux météoriques y sont divisées en deux parties :

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

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

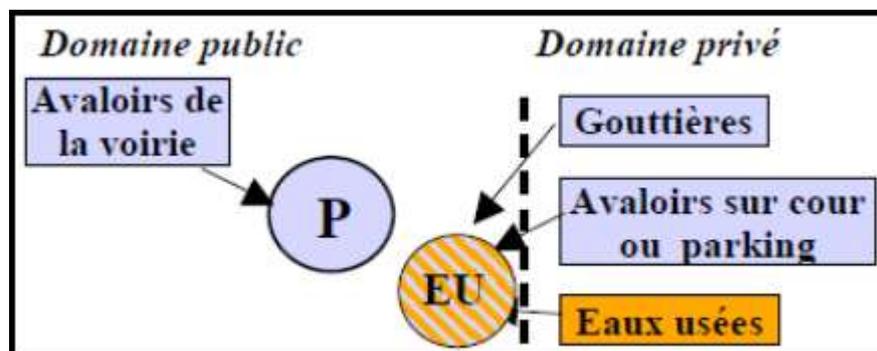


Figure 9: Schéma du réseau pseudo-séparatif [4]

-Système individuel :

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

4. Avantages et inconvénients des systèmes d'assainissement : [3]

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

Tableau 4: Avantages et inconvénients des systèmes d'assainissement [3]

Système d'assainissement	Avantages	Inconvénients
Séparatif	<ul style="list-style-type: none">- Permet d'évacuer rapidement les eaux- Assure à la STEP un fonctionnement régulier	<ul style="list-style-type: none">- Risques d'erreurs de branchement- Investissement important pour mise en place de 2 réseaux
Unitaire	<ul style="list-style-type: none">- Simple- Un seul réseau- Pas de risques d'erreur de Branchement	<ul style="list-style-type: none">- Dilution des eaux de la STEP en période pluvieuse (débit très variable)- Ouvrages importants
Pseudo-séparatif	<ul style="list-style-type: none">- Eaux usées et eaux de ruissellement des habitations combinées- Pas de risques d'erreurs de Branchement	<ul style="list-style-type: none">- Investissement important pour mise en place de 2 réseaux
Individuel	<ul style="list-style-type: none">- Possibilité d'assainissement de zones de faible densité- Investissement réduit	<ul style="list-style-type: none">- Risques de pollution des eaux souterraines

5. Choix d'un système d'assainissement : [3]

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

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

- Données économiques et financières

On a adopté pour notre projet le système unitaire, ce choix est imposé par ONEE, vus ces inconvénients minimes et son coût moyen.

6. Morphologie du réseau :

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

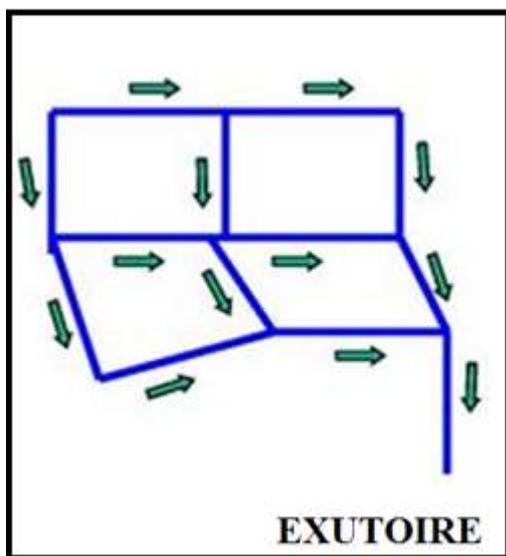


Figure 10: réseau maillé

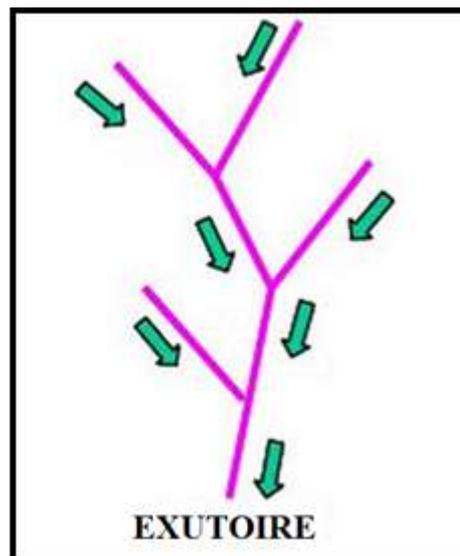


Figure 11: réseau ramifié

7. Différents types de regards : [3]

-Regards visites :

Ce sont des ouvrages en béton armé, qui jouent le rôle de fenêtres permettant au personnel d'exploitation d'accéder au réseau, ils sont destinés aussi à la fois à recevoir les eaux usées provenant des branchements particuliers ou les eaux pluviales provenant de chaussées, mais aussi à l'aération des réseaux.

On les place dans les cas suivants :

- Changement de direction ou de pente des collecteurs
- Changement de diamètre des collecteurs
- Dans le cas d'une chute
- Pour une intersection entre deux conduites

En alignement droit la distance maximale entre les regards de visite est environ 50m pour les eaux usées et 70m pour les eaux pluviales (figure 12).

-Regards borgnes :

Ce sont des regards enterrés, utilisés pour effectuer un branchement lorsque les regards de visites sont éloignés.

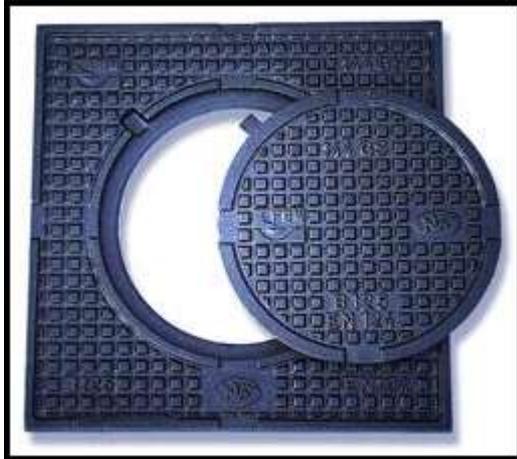


Figure 12: regard de visite

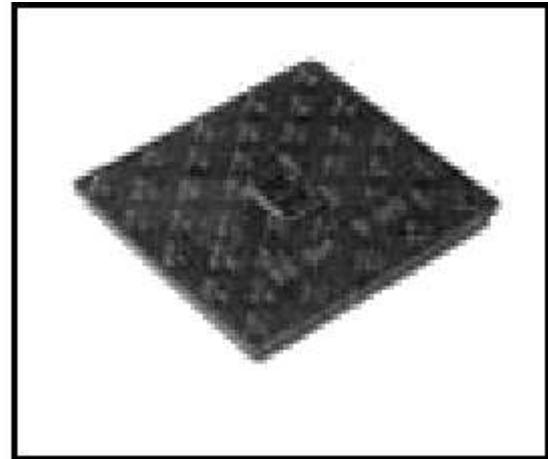


Figure 13: Regard borgne

-Bouches d'égout :

Destinées à recueillir les eaux pluviales de la chaussée, elles doivent être sélectives pour permettre la retenue du maximum des eaux pluviales, elles sont généralement disposées sous le trottoir, on parle dans ce cas de bouche d'égout à avaloire mais il y a d'autres types qu'on appelle bouches d'égouts à grilles.



Figure 14: Regard à avaloir



Figure 15: Regard à grille

-Boîtes de branchement :

Ce sont des ouvrages situés à la limite du domaine privé des habitations (sur le domaine public), elles ont pour rôle de véhiculer les eaux usées provenant des immeubles et habitations vers les regards.

8. Calage des collecteurs : [3]

Lors du calage d'un réseau d'assainissement, les contraintes et exigences techniques énumérées ci-après sont à satisfaire :

-La jonction des différents collecteurs secondaires devra être dans le sens d'écoulement de l'effluent avec un angle entre 45° et 67° et d'un angle de 45° à un collecteur principal.

-Le branchement des différentes constructions au réseau se fera par le biais de regards borgnes ou de regards de visite. Le branchement devra être réalisé obligatoirement à partir d'un regard de façade mis en domaine public dont la profondeur devra permettre le rejet gravitaire des eaux usées dans le collecteur d'assainissement existant et sera au maximum de 1.20 m.

-Pour la collecte et le drainage des eaux pluviales vers le réseau, les bouches d'égout à avaloir doivent être implantées à tous les points bas en fonction du profil en travers des voies.

-Les collecteurs seront projetés à une profondeur minimale de 1.45m au-dessus de la génératrice supérieure par rapport au niveau de la chaussée afin d'éviter d'une part les surcharges roulantes, et d'autre part les encombrements avec les autres réseaux (eau potable, électrification, téléphone...). Le réseau d'assainissement des eaux usées doit être placé au-dessous du réseau eau potable, Comme le montre le schéma ci-après :

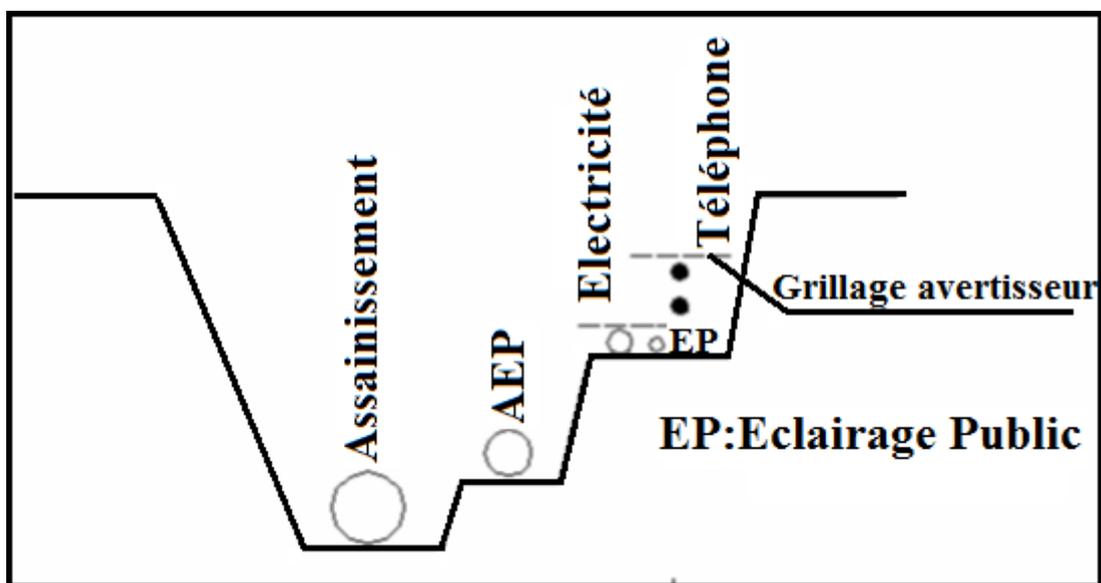


Figure 16: Implantation du réseau d'assainissement par rapport aux autres réseaux

-La distance minimale horizontale d'une canalisation d'assainissement par rapport à un câble, une conduite d'eau potable et/ou une autre canalisation EP/EU devra être de 0,40 m ou 0,15m avec une protection en béton.

-Diamètres et pentes minimaux adoptés pour les collecteurs sont :

- Ø 300 mm pour les eaux usées.
- Ø 400 mm pour les eaux pluviales.
- Pente minimale 0,5%.(exceptionnellement 0,3% en terrain plat tout en respectant les critères d'auto-curage).

9. Choix des conduites : [3]

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

Tableau 5: avantages et inconvénients des différents matériaux [3]

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

10. Méthode de calcul : [1]

L'évaluation des débits des eaux pluviales à l'exutoire d'un bassin versant est basée sur la méthode superficielle de CAQUOT. Ainsi la formule directement applicable est :

$$Q = K \times C_u \times I_v \times A_w$$

Avec :

- $K = ((a \times 0,5b)/6,6) u$
- $U = 1 / (1+0,287.b)$
- $V = - 0,41xb / (1+0,287xb)$
- $w = (0,507xb+0,95) / (1+0,287xb)$
- $Q =$ Débit de pointe (m³/s)
- $C =$ Coefficient de ruissellement
- $I =$ Pente équivalente du bassin versant (m/m)
- $A =$ Superficie du bassin versant (ha)

Compte tenu de l'orientation du schéma directeur d'assainissement de la région, les débits d'eaux pluviales sont calculés pour une période de 10 ans.

Les coefficients de Montana a et b qui interviennent dans la formule de Caquot sont en corrélation directe avec l'intensité maximale de la pluie dans la région. Puisque la région du projet est proche de Marrakech, on prendra comme valeurs des coefficients a et b ceux de Marrakech qui correspond à la Période de retour de 10 ans (a = 5,03 et b = -0,55).

Le débit calculé devra être corrigé par un coefficient m :

$$Q_c = m \times Q_p$$

Avec :

- $m = (M/2) [0,84*b / (1 + (0,287*b))]$
- $M = L/\sqrt{A}$ allongement du bassin
- $L =$ Longueur hydraulique du bassin (hectomètre)
- $Q_p =$ Débit de pointe

-Limite d'application de la formule de Caquot :

Pour utiliser la formule de Caquot, les conditions suivantes doivent être satisfaites:

- Surface globale du bassin versant étudié : $A \leq 200$ ha
- Pente équivalente : $0,002 < I < 0,06$

- Coefficient de ruissellement : $0,2 \leq C \leq 1$
- Coefficient d'allongement : $0,80 \leq M$. Si non le débit sera corrigé par le coefficient correcteur $m = (M/2)^{-0.63}$

-Coefficient de ruissellement :

On doit associer à chaque bassin versant un coefficient de ruissellement qui caractérise la nature du revêtement. Le tableau 6 ci-dessous représente un exemple de valeurs du coefficient de ruissellement.

Tableau 6: Exemple de valeurs du coefficient de ruissellement [1]

Typologie d'habitat	Coefficient de ruissellement
Petits immeubles +commerces + Immeubles résidentiels	0.50
Complexe universitaire	0.40
Habitat mixte (villas + immeubles)	0.45
Moyennes villas	0.35
Grandes villas	0.30
Habitat économique	0.70
Habitat moderne/mixte	0.65
Habitat traditionnel	0.80
Zone hôtelière	0.30
Zone industrielle	0.60
Bureaux	0.40
Terrain de sport/cimetière, espace verts + parcs	0.20
Voirie + parking	0.90

Dans ce projet on a adopté $C= 0,7$ pour tous les bassins versants, puisqu'il s'agit d'une zone d'habitation très dense et la majorité de la surface du lotissement est revêtue.

-Assemblage des bassins versants :

La formule de Caquot est valable pour un bassin versant de caractéristiques physiques homogènes. Son application à un assemblage de bassins versants hétérogènes de paramètres

individuels A_i , C_i , I_i et L_i nécessite l'emploi de formules équivalentes pour les paramètres A , C et I et la présentées dans le tableau 7 ci-dessous :

Tableau 7: Formules équivalentes d'assemblage des bassins versants [1]

Type d'assemblage	En série	En parallèle
Coeff de ruissellement C_{eq}	$\Sigma C_i \cdot A_i / \Sigma A_i$	$\Sigma C_i \cdot A_i / \Sigma A_i$
Surface A_{eq}	ΣA_i	ΣA_i
Pente I_{eq}	$[\Sigma L_i / \Sigma (L_i / \sqrt{I_i})]^2$	$\Sigma I_i \cdot Q_{p_i} / \Sigma Q_{p_i}$
Longueur hydraulique L_{eq}	ΣL_i	$L_i (Q_i \max)$

-Débit corrigé de l'assemblage : [1]

Le débit doit satisfaire la condition suivante : $\text{MAX} (Q_1 \text{ et } Q_2) < Q < Q_1 + Q_2$

Avec : Q_1 et Q_2 = débits des deux bassins assemblés

Q = débit corrigé de l'assemblage

- Si $Q < \text{MAX} (Q_1 \text{ et } Q_2)$ → $Q \text{ calcul} = \text{MAX} (Q_1 \text{ et } Q_2)$
- Si $Q > Q_1 + Q_2$ → $Q \text{ calcul} = Q_1 + Q_2$

D'une façon générale, il est impératif dans un projet de lotissement de penser au composant assainissement que ce soit pour les eaux usées domestiques ou les eaux pluviales.

II. Alimentation d'eau potable

1. Introduction

L'importance de l'eau dans l'économie humaine ne cesse de croître et l'approvisionnement en eau douce devient ainsi de plus en plus difficile, tant en raison de l'accroissement de la population et de son niveau de vie accéléré et des techniques industrielles modernes.

L'alimentation des besoins en eau d'une agglomération nous exige de donner une norme fixée pour chaque catégorie de consommateurs, cette norme unitaire (dotation) est définie comme un rapport entre le débit journalier et l'unité de consommateur. Cette estimation en eau dépend de plusieurs facteurs (l'augmentation de la population, équipements sanitaires, niveau de vie de la population...), elle diffère d'une période à autre et d'une agglomération à autre.

Un système d'AEP est constitué essentiellement de 5 principales composantes :

- La source d'eau
- Le système de pompage
- Les conduites d'adduction
- Le réservoir
- Les conduites de distribution

Dans notre cas, s'agissant d'un branchement à un système préexistant, on se limitera juste à la dernière composante avec le respect d'un horizon futur qui est la saturation du lotissement en vue d'une optimisation maximale du système, puisque sa réalisation est très coûteuse.

2. Besoins en eau :

-Dotation : [5]

L'estimation des besoins en eau est délicate, car ceux-ci peuvent varier d'une région à l'autre, ou même au sein de la même agglomération en fonction du temps (heure de pointe, jour de pointe,...).

En effet, les spécialistes du domaine ont essayé d'évaluer la consommation journalière moyenne d'un Homme pour chaque type d'agglomération c'est ce qu'on appelle aujourd'hui la dotation. Celle-ci n'est pas attribuée seulement à l'être humain mais aussi aux animaux domestiques (bovins, volailles,...) et aux équipements de proximité (écoles, hôtels, hôpitaux,...), son unité est variable selon le consommateur (tableau 8) :

Tableau 8: Différentes unité de dotations en fonction du consommateur [5]

Consommateur	Unité de la dotation
Homme	l/j/hab.
bovins	l/j/tête
hôpital	l/j/lit
école	l/j/élève

-Nombre d'habitants : [6]

L'évaluation du nombre d'habitants se fait sur la base du taux d'accroissement de la population selon la relation suivante :

$$N = N_0 \times (1 + 0,015)^n$$

Avec :

- N : population à l'horizon de projet futur
- N₀ : population actuelle (en 2015)
- 1,5%: taux d'accroissement de la population
- n : nombre d'années séparant les deux horizons

Dans la présente étude, et comme il s'agit d'un lotissement le nombre d'habitants sera celui qui va saturer tous les logements en adoptant à chaque type de ménage un nombre d'habitants maximale.

-Concentration moyenne journalière : [6]

La concentration moyenne journalière est le produit de la norme unitaire moyenne journalière (dotation) par le consommateur exprimé en mètre cube par jour :

$$Q_{moyj} = Q_i \times N_i / 1000 \text{ (m}^3\text{/j)}$$

Avec :

- Q_{moyj} : consommation moyenne journalière en (m³/j)
- Q_i : dotation journalière en (l/j/hab.)
- N_i : nombre de consommateurs

Les débits de consommations connaissent des variations dues :

- Aux conditions climatiques
- Aux activités de la population
- A l'évolution du niveau de vie de la population

Les débits de consommation sont soumis à plusieurs variations dans le temps, parmi ces variations :

- Variation annuelle et longtemps qui dépendent du niveau de vie de l'agglomération.
- Variation mensuelle et saisonnière qui dépend de l'importance de la ville.
- Variation journalière qui dépend de jour de la semaine ou la consommation est plus importante.
- Variation horaire qui dépend du régime de consommation de la population.

-Débit maximal journalier : [6]

Débit maximal journalier est défini comme étant le débit d'une journée où la consommation est maximale pendant une année. Il est donné par la formule suivante :

$$Q_{maxj} = Q_{moyj} \times K_{maxj} \text{ (m}^3\text{/j)}$$

Avec :

- Q_{maxj} : débit maximum journalier
- Q_{moyj} : débit moyen journalier
- K_{maxj} : coefficient d'irrégularité maximale des variations de la consommation journalière en tenant compte des gaspillages, des pertes et des erreurs d'estimations.

La valeur de K_{maxj} varie entre 1,1 et 1,3. Pour notre cas on prend $K_{maxj} = 1,3$. Par contre pour les besoins d'arrosage, d'élevage et industriels on prend $K_{maxj} = 1$.

-Débit moyen horaire : [6]

Il définit le débit contentant les besoins en eau d'un logement pendant l'heure la plus chargée, il fait intervenir à son tour un coefficient de pointe horaire qui varie lui aussi pour les mêmes raisons. Son unité est (m^3/h), Le débit moyen horaire est donné par la formule suivante :

$$Q_{moyh} = Q_{maxj}/24 \text{ (m}^3\text{/h)}$$

Avec :

- Q_{moyh} : débit moyen horaire en m^3/h
- Q_{maxj} : débit maximum journalier en m^3/j

3. Perte de charge : [6]

On distingue les pertes de charge linéaires des pertes par frottement visqueux ou par turbulence qui peuvent provoquer la déformation de la ligne de charge.

4. Perte de charge singulière : [6]

On appelle perte de charge singulières celles qui sont occasionnées par les singularités (coude vanne, clapets, branchement...) C'est-à-dire en dehors de longs alignements.

La formule générale des pertes de charges singulières s'écrit :

$$\Delta H_s = \frac{k * v^2}{2 * g}$$

Avec :

- K : coefficient sans dimension qui dépend de la forme et des dimensions de l'irrégularité.
- V : la vitesse de l'eau.

5. Condition de pression : [6]

Pour l'ensemble des nœuds constituant le réseau, les pressions requises au sol au niveau des nœuds sont donnée par la formule suivante :

$$P_s = H \times P_r \times PDC$$

Avec :

- P_s : Pression au sol
- P_r : Pression résiduelle chez l'utilisateur, prise égal à 10 m
- H : Hauteur de construction (Hauteur moyen de 3m par niveau)
- PDC : pertes de charge des tuyaux à l'intérieur des bâtiments (en moyenne 0,5 m par niveau)

6. Pression maximale :

Les pressions maximales seront en principe limitées dans le réseau de distribution à 4,5 voire 6 bars afin de réduire les risques de fuite, limiter l'usure des équipements et augmenter la durée de vie des compteurs et des appareils de desserte privés. Dans le cas de dépassement important de cette valeur, un réseau étagé ou bien des appareils de réduction de pressions seraient prévus.

7. Pression minimale :

Dans les conditions les plus défavorables, le réseau de distribution est en mesure d'assurer une pression minimale de 10 m chez tout usager. Elle en résulte que la pression requise au niveau de chaque nœud est fonction du type d'habitat :

- Habitats à RDC : 1,2 bars
- Habitats à R+2, R+3 : 1,6 bars

8. Equipements du réseau de distribution : [6]

Le long d'une canalisation, divers organes accessoires sont installés pour :

- Assurer un bon écoulement.
- Régulariser les pressions et mesurer les débits.
- Protéger la canalisation.
- Soutirage des débits.

- Robinets vannes :

Ce sont des appareils de sectionnement pour une manœuvre lente et pour les gros diamètres.

- Vannes papillons :

Ce sont des vannes utilisées surtout au niveau des réservoirs d'eau, ce sont des vannes d'équilibre et ferment sous la pression d'eau.



Figure 17: Vanne de sectionnement

-Décharges :

Elles servent à vidanger les conduites, elles sont placées aux points bas et sont constituées d'une canalisation piquée sur la génératrice inférieure aboutissant à un regard maçonné, un robinet est installé sur le parcours de la décharge le près possible de la conduite. Le placement de l'extrémité du tuyau soit de telle façon que toute remontée d'eau soit impossible.

-Clapet anti-retour :

Il est destiné à assurer un écoulement dans un seul sens, il est constitué soit par un battant unique soit en jeu par des battants multiples disposés sur une même plaque inclinée, le tout trouvant place dans un corps en fonte. Il est utilisé à la station de pompage ou il doit être obligatoirement à la sortie de la pompe.

-Ventouses :

Le rôle d'une ventouse est d'évacuer l'air contenu dans les conduites, ce cas se présente lorsque la conduite est vide. Quand la conduite est en service, il est nécessaire également pour pouvoir évacuer l'air amené par l'eau.

9. Les bouches et les poteaux d'incendie :

-Poteau d'incendie :

Les bouches ou les poteaux d'incendie doivent être raccordés, selon les normes de l'ONEE au minimum à des conduites de DN 90 et doivent avoir un rayon d'influence de 200 m chacune. Leur débit de service de 17 l/s n'est pas introduit dans les calculs des besoins en eau, puisque il s'agit seulement d'une demande occasionnelle et les risques d'incendie sont vraiment négligeables. Mais en cas de déclaration d'une incendie, on recourt à fermer tout le réseau et limiter l'alimentation seulement aux bouches d'incendie.

-Condition d'incendie :

La vérification des conditions d'incendie est obtenue en supposant le fonctionnement de chaque bouche d'incendie avec un débit de 17l/s soutiré au nœud alimentant cette bouche. La vérification étant fait par le débit de pointe journalière. Il sera vérifié que la pression minimale à la bouche d'incendie de cette zone égale au moins à 1 bar.

10. Réservoirs :

On utilise des réservoirs pour la coordination entre le régime d'adduction d'eau (régime permanent, c.à.d. débit d'apport uniforme) et le régime de distribution d'eau (régime transitoire, c.à.d. le débit de distribution est variable dans le temps).

-Rôle des réservoirs :

- Régulariser l'apport et la consommation d'eau pour permettre aux pompes un refoulement constant.
- Assurer l'alimentation du réseau en cas de panne ou de l'arrêt des ouvrages situés à l'amont.
- Satisfaire les conditions de pression en tout point du réseau de distribution.
- Maintenir l'eau à l'abri des risques de contamination et préserver contre les fortes variations de température.

-Vitesse d'écoulement :

Le réseau devra être dimensionné afin de garantir une vitesse maximale (d'écoulement dans les conduites) au débit de pointe horaire égale à 1,5 m/s.

11. Choix du type de matériau de conduite :

Compte tenu des nouvelles orientations qui se dessinent actuellement au Maroc concernant l'utilisation des différents matériaux de conduite, on adoptera le choix suivant :

-Pour les diamètres allant jusqu'à 90 mm : on retiendra le polyéthylène haute densité jusqu'à une pression maximale de service de 16 bars, au-delà de cette pression on recommandera l'acier ou la fonte.

-Pour les diamètres compris entre 110 et 315 mm : on retiendra le PVC jusqu'à une pression maximale de service de 16 bars, au-delà de cette pression on recommandera l'acier ou la fonte.

12. Condition du calcul des diamètres : [1]

Les vitesses dans les conduites devront être comprise entre une valeur minimale de 0.3 m/s et 2 m/s. car :

- Pour $V < 0.3$ m/s : il y'a risque de dépôt et acheminement de l'air difficilement vers les points hauts.
- Pour $V > 2$ m/s : il y'a un accroissement du risque de dégradation de la conduite en plus d'un puissant coup de bélier.

La conduite sera dimensionnée pour transiter le débit de pointe journalière (débit moyen de la journée la plus chargée) Q_p avec une vitesse moyenne comprise entre 0,3 et 2 m/s.

Le diamètre de cette conduite doit faire l'objet d'un calcul économique, puisque à un diamètre donné correspond à une perte de charge à vaincre et donc une puissance du groupe de pompage dont le coût est proportionnel à sa puissance.

13. Dimensionnement du réseau de distribution :

Le diamètre à retenir doit satisfaire les 2 contraintes suivantes :

- Vitesse entre 0,3 et 2 m/s.
- La perte de charge occasionnée par le débit transité le long d'une conduite reste inférieure ou égale à la charge disponible

-Terrassement et réfection :

En général et sauf dérogation, les dimensions des tranchées à ouvrir seront les suivantes :

Tableau 9: Dimensions de tranchées [5]

conduite \varnothing (mm)	largeur (m)	profondeur (m)
80 ou 90	0,70	1,10
100 ou 110	0,70	1,10
150 ou 160	0,70	1,20
200 ou 225	0,80	1,30
300 ou 315	0,90	1,40
400	1,00	1,50

chapitre III

ETUDE DU PROJET

I. Etude d'assainissement

1. Introduction

Les réseaux d'assainissements sont composés par un collecteur qui évacue les eaux usées vers l'exutoire, et des antennes et des sous antennes qui versent les eaux usées dans le collecteur. De ce fait les réseaux d'assainissement appartiennent le plus généralement au type dit « ramifier » (figure 10).

Pour l'implantation de collecteur il y a différents cas :

- Pour les voies d'emprise inférieure ou égale à 10 m, les collecteurs des eaux usées et des eaux pluviales doivent être implantés dans les axes des voies.
- Pour les voies d'emprise de 12 ou 15m, les collecteurs des eaux usées doivent être implantés sous chaussée et sous trottoir pour les collecteurs des eaux pluviales.
- Pour les voies d'emprise supérieure ou égale à 20 m les collecteurs des eaux usées et des eaux pluviales doivent être implantés sous trottoir.
- Les collecteurs de diamètre supérieur ou égale 1000 mm doivent être implantés dans l'axe des voies.

2. Tracé en plan (Système unitaire) :

Le plan de masse de lotissement et les plans de la voirie, sont les données nécessaires, dans la première phase de traçage en plan du réseau, pour connaître la topographie terrain après l'aménagement et les types d'occupations du sol. L'analyse de ces données, permet de choisir l'exutoire de façon à assurer l'écoulement gravitaire des eaux d'une part, et d'autre part, d'éviter les contres pentes qui nécessitent des terrassements excessives (Annexe 1).

Dans notre projet, nous avons opté pour un système unitaire. Les distances entre les regards sont comprises entre 40 et 50 mètre. Les eaux pluviales et les eaux usées seront drainées vers une station de refoulement qui va refouler les effluents vers la future STEP de ONEE.

Dans la première phase, il faut planter les collecteurs principaux et secondaires dans le but d'assurer la collecte des eaux pour toutes les voies et enlever les eaux pluviales le plus vite possible et réduire le débit à l'exécutoire, dans le respect aux normes et règles d'implantation des collecteurs.

Dans la deuxième phase ou l'implantation des ouvrages annexes (regards de visites, bouche d'égout,...), il est nécessaire de respecter les règles d'implantation des ouvrages annexes, et de faire le bon choix entre les différents types de ces ouvrages en vue d'évacuer les eaux le plus rapide possible sans aucune stagnation. Alors on a choisis pour les bouches d'égout le type à avaloir et pour quelques points particuliers on adopte le type à grille.

3. Profil en long :

Le profil en long d'assainissement correspond à la coupe longitudinale suivant l'axe du collecteur. Il correspond à tracer une ligne d'allure à partir d'une liste de valeurs numériques positionnées en longueur et en hauteur

Au moment de traçage de fil d'eau c'est-à-dire l'emplacement de projet, il faut tenir compte de plusieurs paramètres :

-De la pente qui doit être limitée entre une valeur supérieure à 5/1000 et inférieure à 2/100.

-Il faut aussi vérifier que les canalisations des eaux usées et des eaux pluviales sont décalées de 30cm au minimum, lorsqu'il existe un croisement entre eux mais dans notre cas on a un système unitaire.

L'utilité des profils en long réside dans les renseignements qui donne, notamment les profondeurs des regards, les cotes de projet, et la pente qui est un élément important dans le dimensionnement de réseau d'assainissement (Annexe 2).

Le montage de profil en long d'assainissement est réalisé grâce au logiciel PISTE.

4. Estimation des débits : [1]

-Méthode de délimitation et d'assemblage :

Dans cette étude, nous sommes utilisés la méthode de Caquot qui propose de décomposer le bassin initial en sous bassins, en délimitant pour chaque tronçon des collecteurs, les surfaces d'apport le concernant suivant la pente. Ensuite les bassins versants seront assemblés en série (lorsque l'exutoire d'un des bassins constitue l'entrée de l'autre) ou en parallèle (lorsque leurs exutoires convergent vers le même bassin versant) (Annexe 3).

Ensuite nous avons calculé pour chacun des bassins assemblés le débit de pointe par la formule de Caquot en tenant compte des assemblages (Annexe 4).

D'une façon générale, il est impératif dans un projet de lotissement de penser au composant assainissement que ce soit pour les eaux usées domestiques ou les eaux pluviales.

-Système d'évacuation adopté :

Pour des considérations économiques et climatiques, on choisira le système unitaire. En effet et comme les calculs de débits vont le montrer, le débit des eaux usées est négligeable par rapport à celui des eaux pluviales (Tableau 11). D'un autre côté, les pluies ne sont pas abondantes puisqu'il s'agit d'un climat aride à semi-aride.

-Calcul du débit d'eau pluviale : [1]

La première partie de ce travail consiste à déterminer les différents bassins versants élémentaires (Annexe 3) présents sur le site du projet selon la méthode superficielle de CAQUOT expliquée au-dessus.

A l'aide d'un plan topographique, il a été possible de repérer les points hauts et les points bas pour ensuite tracer les bassins versants en reliant les points hauts de chaque zone.

Une fois les bassins tracés, il a été possible de déterminer les caractéristiques de chacun d'entre eux, à savoir, leur surface, leur pente moyenne grâce au point haut et au point bas reliés par le cheminement hydraulique préférentiel qui donne la longueur hydraulique du bassin.

Les débits à transiter seront calculés pour chaque bassin versant élémentaire selon le modèle superficiel de type Caquot de la même façon expliquée puisque la surface de ces bassins est inférieure à 200 ha.

Les débits des eaux pluviales seront calculés par application de la formule de Caquot établie pour la ville de tamensourt par ONEE.

Vue les changements climatiques il faut dimensionner pour une période de retour supérieure à $T= 10$ ans mais pour des raisons économiques, on s'est limité pour une période de retour égale 10 ans.

Pour une période de retour de 10 ans on a : $a= 5,03$ et $b= -0,55$

Cette formule est donnée par la relation suivante :

$$Q = 1430 A^{0,7798} C^{1,2084} I^{0,2678} (M/2)^{-0,61}$$

Dans laquelle:

- Q : Débit de fréquence de dépassement décennale en l/s
- I : Pente moyenne du plus long parcours en m/m
- C : Coefficient de ruissellement du bassin versant étudié
- A : Superficie du bassin versant étudié
- M : Coefficient d'allongement du bassin versant ($M=L/A0, 5$)

Le tableau (Annexe 4) représente les débits pointe des eaux pluviales calculés pour chaque bassin versant élémentaire.

Une fois les bassins élémentaires déterminés, avec toutes leurs caractéristiques, il faut réaliser des assemblages qui peuvent être soit en série soit en parallèle. Les bassins versants seront donc assemblés deux par deux en partant de l'amont vers l'aval pour connaître les débits générés par certaines parties et par l'ensemble (Annexe 4).

On calcule pour chacun des bassins assemblés le débit pointe, La succession des assemblages permet d'obtenir un seul bassin versant final issu de chacun des sous-bassins qui le composent de surface total égale environ 40,45(ha).

-Calcul du débit des eaux usées : [1]

Le calcul des débits des EU, porte sur l'estimation des quantités de rejets liquides provenant des habitations et lieux d'activité.

Le débit moyen des EU est estimé à partir de la dotation en eau potable.

$$Q_m = D \times N \times T / 86400$$

Avec :

- Q_m : Débit moyen EU en l/s
- D : Dotation moyenne l/hab/j
- N : Nombre d'habitants
- T : Taux de retour à l'égout (on prend égal à 80%)

Tableau 10: Dotations établies par l'ONEE [1]

Type d'habitat	Dotation	Type d'habitat	Dotation
Economique R+4 (n<4)	0.10 m ³ /j/personne	Ecole	0.01 m ³ /j/élève
Immeuble (R+4)	0.18 m ³ /j/personne	Dispensaire, Poste de police, Mosquée...	1 m ³ /j
Immeuble > R+5	0.19 m ³ /j/personne		
Appartement	0.103 m ³ /j/personne	Hôtel	0.5 m ³ /j
Villa	0.30 m ³ /j/personne	Espace vert	25 m ³ /j/ha
Bungalow	0.125 m ³ /j/personne	Terrain de sport	50 m ³ /j/ha
Hammam	14 m ³ /j	Zone industrielle	40 m ³ /j/ha net

i. Débit moyen :

Le calcul du débit moyen des eaux usées est consigné dans le tableau ci-dessous :

Tableau 11: Calcul du débit moyen des eaux usées

	Nombre de personnes	Dotation (l/j/personne)	Q (m ³ /j)
Logements	1923 x 5	100	961,5
Magasins	371 x 3	100	111,3
Syndics	5	100	0,5
Salle polyvalente	50	50	2,5
Ecole primaire	1200	10	12
		Somme	1087,8

Donc le débit moyen des EU du lotissement est de :

$$Q_m = (1087,8 \times 0,8) / 86400$$

Donc:

$$Q_m = 0,01 \text{ m}^3/\text{s} = 10 \text{ l/s}$$

-Débit de pointe :

J'ai estimé le débit de pointe selon la formule ci-dessous.

$$Q_p = [1,5 + (2,5/\sqrt{Q_m})] \times Q_m$$

$$Q_p = [1,5 + (2,5/\sqrt{10})] \times 10$$

Donc :

$$Q_p \approx 22,91 \text{ l/s}$$

On remarque que le débit des eaux usées est négligeable devant le débit des eaux pluviales compte tenu de l'importance de ce dernier. Les conduites seront dimensionnées à base du débit des eaux pluviales.

5. Dimensionnement des canalisations : [1]

L'expression qui permet de calculer le diamètre des canalisations est :

$$Q \left(\text{m}^3/\text{s} \right) = S(\text{m}^2) \times V(\text{m}/\text{s}) \quad (1)$$

La relation générale permettant de calculer la vitesse est celle de Chézy :

$$V = C \sqrt{R_H \times I}$$

Pour les eaux pluviales, la vitesse est déterminée à partir de la formule simplifiée :

$$V = 60 \times R_H^{3/4} \times I^{1/2} \quad (2)$$

Avec :

- RH : rayon hydraulique moyen en (m) : $RH = D/4$
- I : la pente du collecteur.

D'après les relations (1) et (2) on obtient :

$$D = \left(\frac{4^{7/4} \times Q}{\pi \times 60 \times I^{1/2}} \right)^{4/11}$$

Le diamètre des conduites calculé n'est pas toujours trouvé dans le marché, c'est pourquoi dans le calcul qui suit on a utilisé le diamètre commercial (Annexe 5).

6. Canalisations d'eaux pluviales ou unitaires : [1]

Les contraintes de calage des canalisations d'eaux pluviales sont :

- Diamètre minimum de 300 mm pour éviter les risques d'obstruction.
- Pente minimum de 0,003 m/m.
- Regard de visite tous les 80 m au maximum pour permettre un hydro-curage des réseaux ou une visite par caméra. Distance standard 50m.
- Regard à chaque changement de pente et de direction.
- Vitesse maximum : 4 m/s afin d'éviter l'abrasion des tuyaux.

Après avoir calculé les diamètres et les pentes en fonction du débit il est nécessaire que le réseau satisfasse des conditions d'auto-curage pour des raisons d'hygiène, d'entretien et de sécurité.

7. Vérification d'auto curage : [2]

Les faibles vitesses favorisent la sédimentation dans les collecteurs d'assainissement lors des périodes de faibles débits. L'accumulation des sédiments induit une réduction des sections mouillées. Cela diminue les capacités hydrauliques et modifie les caractéristiques de

l'écoulement. Tout cela peut entraîner des dysfonctionnements des réseaux. Afin d'éviter la formation de dépôt, on vérifie lors du dimensionnement la vitesse de l'auto-curage. Les conditions d'auto curage sont vérifiées automatiquement une fois la vitesse à pleine section est supérieure à 1m/s, ou d'une manière générale cette vitesse doit être supérieure à 0,50 m/s pour la demi- section en cas des canalisations circulaires et 0,90m/s à pleine section pour le cas des canalisations ovoïdes.

-Condition d'auto-curage :

- La vitesse à pleine section 0,7 m /s ou à l'extrême rigueur 0,5 m/s
- Pour 2/10 du débit a pleine section : $0,3 \text{ m/s} \leq V$

Pour un réseau unitaire on vérifie que :

- Pour 1/10 du débit à pleine section : $0,6 \text{ m/s} \leq V$
- Pour 1/100 du débit à pleine section : $0,3 \text{ m/s} \leq V$

La vérification des conditions d'auto-curage sont présentés dans le tableau (Annexe 6).

8. Mise en œuvre de canalisation : [1]

-Lit de pose :

Le lit de pose sera en sable tamisée et d'une épaisseur de 10 cm au minimum, soigneusement compacté.

Les canalisations sont posées sur un lit bien préparé selon les prescriptions ci-après :

-Pour un sol pulvérulent (sable ou gravier fin), la pose directe peut être envisageable à condition que la surface de contact avec la conduite soit uniforme sur toute la longueur.

-Pour un sol cohérent (argile) ou un sol rocheux, la pose directe est déconseillée. L'étalement d'une couche de sable fin sur une épaisseur de 10 à 15 cm est fortement recommandé. Elle permet de protéger la conduite contre les déplacements et les écrasements.

-Pose des conduites :

La pose des conduites d'assainissement s'opère de l'aval vers l'amont afin de respecter l'alignement dicté par le calage du réseau. C'est une opération cruciale et délicate et il est nécessaire de prendre les précautions suivantes :

- Nettoyage de l'intérieur des canalisations.
- Bon alignement des conduites.
- Emboîtement de la conduite dirigée vers l'amont.
- Respect strict de la pente.

-Remblaiement des tranchées :

Le remblaiement (primaire) sera exécuté en terre tamisée jusqu'à 0,3m au-dessus de la génératrice supérieure des canalisations, soigneusement pilonnée et arrosée. Au-dessus le remblaiement (secondaire) sera exécuté par couche de 0,2m arrosée et compactée au moyen des engins mécanique.

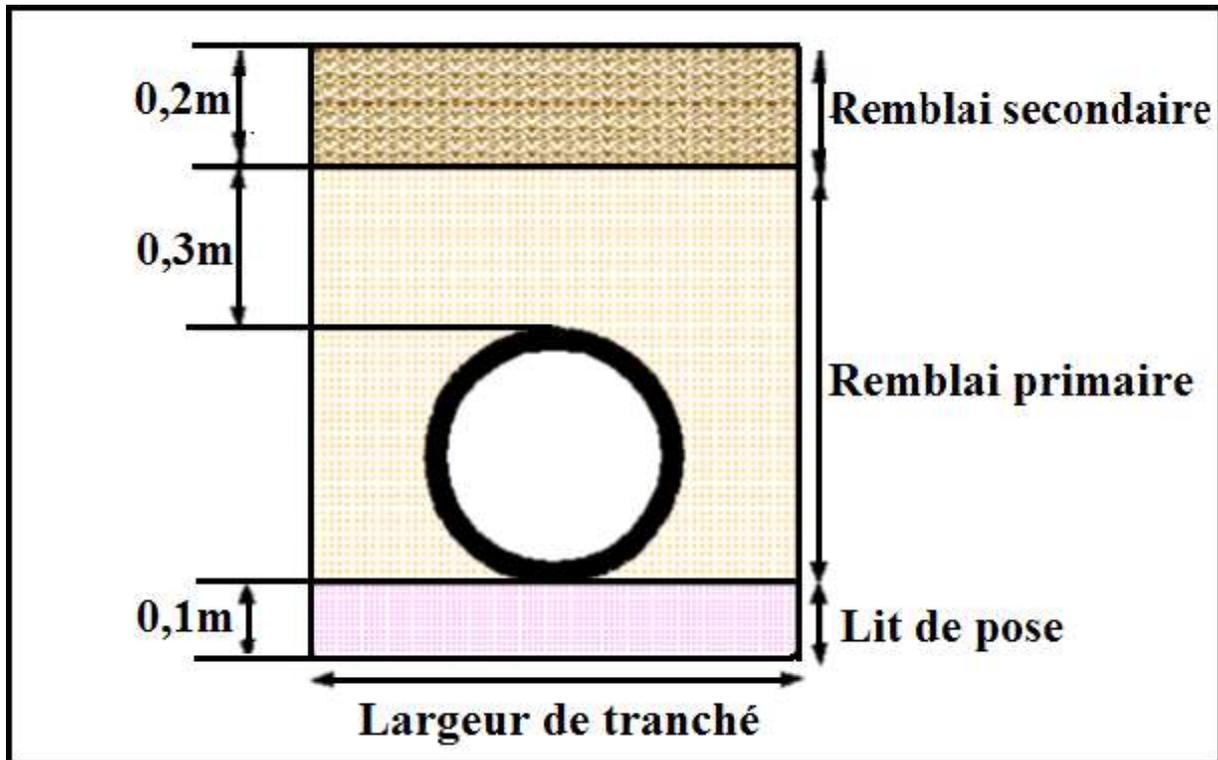


Figure 18: Coupe transversale d'une tranchée

9. Conclusion :

Le dimensionnement des collecteurs des eaux pluviales, pour une période de retour $T=10$ ans, a été effectué sur la base du calcul des débits des eaux pluviales dans les bassins versants et leurs assemblages grâce à la méthode superficielle de Caquot.

Dans le cas des eaux usées, nous sommes basés sur la consommation en eau potable de ce lotissement. Cette consommation est liée au nombre d'habitants et au niveau socioéconomique. Le calcul des débits (eaux usées et pluviales) une fois établi, sera suivi par l'évaluation des diamètres des canalisations par l'utilisation des formules simple. La vérification des conditions d'auto curage est obligatoire, afin de protéger le système d'assainissement.

II. Etude d'alimentation d'eau potable

1. Introduction

Les hypothèses de calcul prises en compte lors de la réalisation de notre étude, telles que les dotations, le nombre d'habitants par logement et bien d'autres, ont été fournies par l'ONEE.

L'horizon de l'étude est la saturation de tout le lotissement, avec un taux de branchement de 100%.

2. Nombre d'habitants :

Connaissant le nombre d'habitants que comportent notre lotissement en 2015 et le taux d'accroissement prévu, la population à l'an 2040 pourra être estimée grâce à la relation suivante :

$$N = N_0 \times (1 + 0,015)^n$$

Avec :

- N : population à l'horizon de projet (2040)
- N₀ : population actuelle (en 2015) = 11983 hab.
- 1,5%: taux d'accroissement de la population
- n : nombre d'années séparant les deux horizons = 25ans

Tableau 12: Catégorie du consommateur

Catégorie du consommateur	Nombre de personnes
Logements	1923 x 5
Magasins	371 x 3
Syndics	5
Salle polyvalente	50
Ecole primaire	1200
Total	11983 hab.

Donc : $N = 17387$ hab.

3. Besoins en eau :

Après avoir calculé les besoins en eau de chaque logement, on va essayer de concentrer les besoins en eau dans les nœuds en donnant à chaque nœud une zone d'action, la zonation nodale peut différer d'une conception à l'autre, mais le plus important c'est de bien répartir les logements sur les nœuds.

Pour les rues à desservir, les canalisations peuvent être dans des deux côtés de la rue, si la rue est importante. Si la chaussée n'est pas importante, on met une canalisation d'un seul côté et l'on traverse pour chaque branchement.

Les canalisations doivent être dans la mesure du possible, placées sous trottoirs en évitant au maximum les traversées des rues importantes (Annexe 7).

4. Profil en long : [1]

Les impératifs du profil en long sont :

-Profondeur : Les canalisations sont placées en tranchée avec une hauteur de couverture minimale de 0.80m au-dessus de la génératrice supérieure. Il faut penser à la protection contre le gel, même les tuyaux en plastique pouvant supporter le gel, en sortent affaiblis.

-Pente : En principe si le courant d'eau est dans le même sens, il vaut mieux que les aménagements soient faibles (pente mini de 2%) et les descentes fortes (pente forte de 4%) afin de pouvoir éliminer facilement les bulles d'air en les accumulant dans les points hauts.

-Equipement points hauts : Les points hauts doivent être équipés de ventouses pour libérer les canalisations des bulles d'air emprisonnées.

-Equipement points bas : Les points bas sont à équiper de robinets vannes de vidange pour la vidange des conduites au moment d'éventuelles réparations.

Une fois cette opération accomplie, on cherche les besoins de chaque nœud, en additionnant les besoins des logements qui le constituent. Ensuite, on calcule les débits moyens, de pointe journaliers et de pointe horaires.

5. Concentration moyenne journalière :

La concentration moyenne journalière est le produit de la norme unitaire moyenne journalière (dotation) par le consommateur exprimé en mètre cube par jour :

$$Q_{moyj} = Q_i \times N_i / 1000 \text{ (m}^3\text{/j)}$$

Avec :

- Q_{moyj} : consommation moyenne journalière en (m³/j)
- Q_i : dotation journalière en (l/j/hab.)
- N_i : nombre de consommateurs.

En première approximation, on peut admettre les besoins domestiques sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau 13: Récapitulation des besoins en eau de l'agglomération

	Nombre de personnes	Dotation (l/j/hab)	Q (m ³ /j)
Logements	1923 x 5	100	961,5
Magasins	371 x 3	100	111,3
Syndics	5	100	0,5
Salle polyvalente	50	50	2,5
Ecole primaire	1200	10	12
		Somme	1087,8

Donc : $Q_{moyj} = 1087,8 \text{ (m}^3\text{/j)}$

Le débit appelé par le consommateur varie considérablement dans la journée en fonction du mode de vie de la population et présente au maximum, appelé pointe.

6. Débit maximal journalier :

Le débit maximal journalier est défini comme étant le débit d'une journée où la consommation est maximale pendant une année, Il est donné par la formule suivante :

$$Q_{maxj} = Q_{moyj} \times K_{maxj} \text{ (m}^3\text{/j)}$$

Avec :

- Q_{maxj} : débit maximum journalier
- Q_{moyj} : débit moyen journalier
- K_{maxj} : coefficient d'irrégularité maximale des variations de la consommation journalière

$$Q_{moyj} = 1087,8 \text{ (m}^3\text{/j)}$$

$$K_{maxj} = 1,3$$

Donc : $Q_{maxj} = 1087,8 \times 1,3 = 1414,14 \text{ (m}^3\text{/j)}$

7. Débit moyen horaire :

Le débit moyen horaire est donné par la formule suivante :

$$Q_{moyh} = Q_{maxj}/24 \text{ (m}^3/\text{h)}$$

Avec :

- Q_{moyh} : débit moyen horaire en m^3/h
- Q_{maxj} : débit maximum journalier en m^3/j

Donc : $Q_{moyh} = 1414,14/24 = 58,92 \text{ (m}^3/\text{h)}$

8. Calcul des diamètres : [6]

Après avoir calculé le débit moyenne horaire totale qui vaut $58,92 \text{ m}^3/\text{h}$, dans notre lotissement, on peut avoir une première idée sur le diamètre approprié à ce débit, nous avons utilisé la relation de Bonnin (A. Bedjaoui et, 2005) :

$$D = \sqrt{Q}$$

- D : diamètre intérieur de la conduite en m
- Q : débit en m^3/s

Donc : $D = \sqrt{0,016} = 0,127\text{m} = 127\text{mm}$

Par conséquent nous choisirons une conduite existante de PEHD 200mm

Nous étions obligés de faire le piquage de l'eau à partir d'un point qui se situe environ à 10m près de notre lotissement car c'est la plus proche.

En arrivant au lotissement, l'eau circulera dans des tuyaux en PEHD présentant des différents diamètres allant de 75mm à 90mm.

9. Dimensionnement du réseau par simulation hydraulique : [1]

-Présentation :

Le logiciel EPANET est un logiciel de simulation du comportement hydraulique et qualitatif de l'eau dans les réseaux d'eau potable. Un réseau d'eau potable sur ce logiciel se définit par des tuyaux (tronçons), des nœuds (intersection de deux tuyaux et extrémité d'une antenne) mais également d'autres organes (réservoirs, pompes, clapets, différents types de vannes,...).

Dans le cadre de notre étude, le logiciel doit nous permettre d'avoir la meilleure conception réseau qui assure les débits, les diamètres, les pressions et les vitesses les plus convenables possible.

-Principe de calcul du logiciel :

Le logiciel se base dans le calcul du réseau maillé sur la méthode de HARDY-CROSS qui repose sur deux lois, à savoir la loi des nœuds qui affirme que le débit entrant dans un nœud est quoiqu'il arrive égal au débit sortant de ce nœud quel que soit le nombre d'entrées et de sorties dans ce nœud.

La loi des mailles dit quant à elle que la différence de charges ΔH (la charge égale à la somme de la pression et de la cote au sol au point considéré) entre deux nœuds est égale à la perte de charge entre ces deux nœuds (voir figure 19).

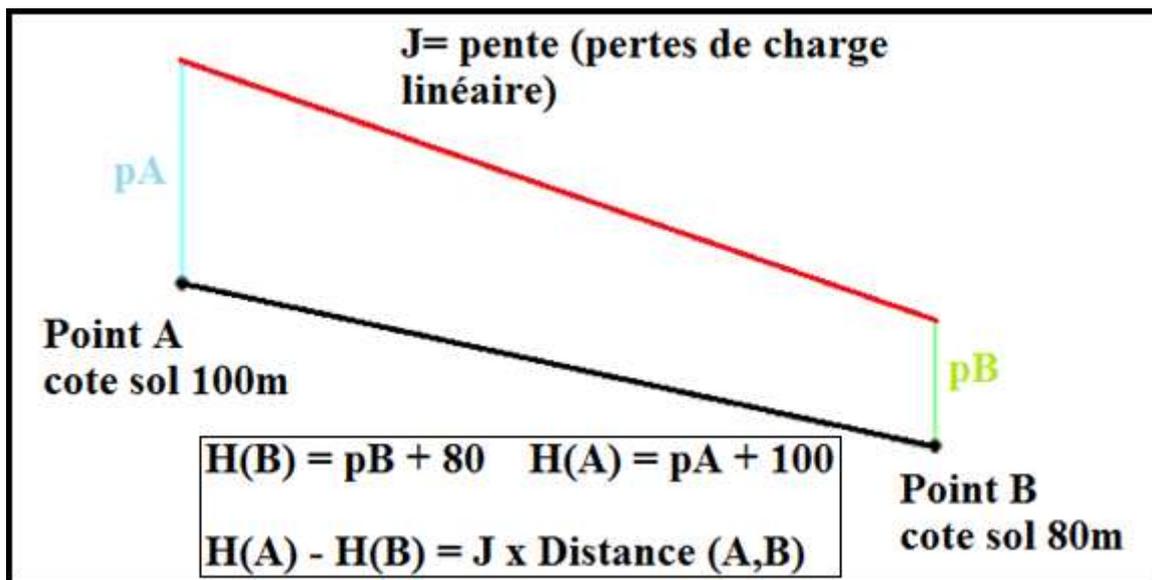


Figure 19: Schéma illustratif de la loi des mailles dans un réseau d'eau potable

Ainsi, le logiciel présente de choisir l'équation des pertes de charge souhaitée parmi 3 les plus connues : Hazen-Williams, Darcy-Weisbach et Chezy-Manning.

10. Longueur des conduites :

L'unité de longueur utilisée pour les tuyaux est le mètre. La construction du réseau a été facilitée par le fait qu'il m'a été possible d'importer un fichier comme fond d'écran représentant mon réseau. Ainsi, nous avons pu plus facilement représenter le réseau. Ensuite, il a fallu entrer la longueur de chaque tronçon, récupéré depuis un fichier Autocad qui montre le plan de situation de la zone d'étude (Annexe 7).

Le tableau ci-dessus récapitule les longueurs des tronçons de notre réseau :

Tableau 14: Longueurs des tronçons du réseau de distribution du lotissement

N° d'arc	Longueur (m)	N° d'arc	Longueur (m)	N° d'arc	Longueur (m)
1	195.82	20	133.18	39	57.30
2	217.00	21	170.48	40	96.05
3	37.88	22	178.53	41	99.23
4	37.88	23	248.70	42	188.93
5	217.00	24	70.13	43	161.25
6	195.82	25	70.13	44	118.08
7	38.13	26	111.30	45	118.08
8	37.88	27	165.48	46	76.77
9	195.82	28	108.99	47	89.70
10	217.00	29	195.99	48	93.77
11	37.88	30	150.01	49	92.06
12	37.88	31	115.00	50	85.76
13	217.00	32	115.00	19	150.24
14	195.82	33	149.06	38	89.39
15	37.88	34	93.94	18	93.96
16	37.88	35	175.97	37	80.97
17	93.96	36	97.22	–	–

11. Diamètres des conduites : [6]

Le second paramètre à introduire est le diamètre interne des tuyaux en mm, en se référant au tableau 17 qui exprime l'équivalence entre les diamètres internes et nominaux pour les conduites en PVC et PEHD utilisées dans notre projet. Ce paramètre sera saisi dans un premier temps sans précaution car c'est pendant la simulation qu'on va le changer jusqu'à avoir les vitesses et les pressions nécessaires (tableau15).

Tableau 15: Dimensions PVC et PEHD (ONEE, 2011) [6]

Diamètre externe PVC (mm)	Diamètre interne PVC (mm)	Diamètre externe PEHD (mm)	Diamètre interne PEHD (mm)
50	42.6	25	3.0
63	53.6	32	3.6
75	63.8	40	4.5
90	76.8	50	5.6
110	93.8	63	7.1
125	102.2	75	8.4
140	114.6	–	–

12. Altitude des nœuds :

C'est la première caractéristique à saisir pour un nœud, nous avons pu déterminer ces cotes au sol en se basant sur un fichier Covadis sur lequel on a reporté la levée topographique du site de l'étude. Son unité est le mètre. Le tableau suivant donne les altitudes en m des nœuds (Annexe 8).

13. Perte de charge linéaire : [1]

Les pertes de charge linéaire sont dues d'une part, au frottement des filets d'eau en mouvements les uns sur les autres, et d'autre part, à leurs contact avec les parois internes tout au long de la conduite.

$$J = \frac{\lambda * L}{2 * g * D} * V^2 \qquad \frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 * \log\left(\frac{k}{3.7 * D}\right)$$

Avec :

- J : Perte de charge unitaire (m/m)
- D : Diamètre de la conduite = 0,075m
- V : vitesse d'écoulement (m/s)
- g : accélération de la pesanteur = 9,8 m/s²
- k : Rugosité de la conduite, fonction du type de matériau = 0,1mm
- L : longueur de la conduite (m)
- λ : Coefficient de frottement = 0,063m

Tableau 16: Coefficients de rugosité en fonction des matériaux [1]

Matériau	Rugosité de la conduite K (mm)
PEHD	0,1
PVC	0,1
Fonte Ductile	0,5
Béton Précontraint	0,5
Acier	0,5

A. VITESSE :

Les vitesses limites sont conditionnées comme suit :

- Vitesse maximale : 2 m/s avec le débit de pointe horaire
- Vitesse minimale : 0.3 m/s avec le débit de pointe journalière

Exemple de calcul :

$$2\text{m} \longrightarrow 1\text{S}$$

$$195,82\text{m} \longrightarrow X$$

$$X = \frac{195,82}{2} = 97,91\text{s}$$

$$0,3\text{m} \longrightarrow 1\text{S}$$

$$195,82\text{m} \longrightarrow X$$

$$X = \frac{195,82}{0,3} = 652,73\text{s}$$

Donc en calcule la vitesse pour chaque collecteur à 120s qui existe dans l'intervalle calculé [97,91 — 652,73], et restant dans la limite de vitesse proposé de [0,3-2 m/s] (Annexe 9).

14. Volume de rinçage et stérilisation du réseau : [5]

Après la mise en place d'un réseau d'alimentation en eau potable d'un projet et avant sa mise en service, le rinçage et la stérilisation sont obligatoires.

-Volume d'eau de rinçage :

Le volume d'eau de rinçage V est donné par la formule suivante :

$$V = 5 \times L \times S$$

Avec :

- L: la longueur d'une conduite EP du projet
- S : la section intérieure de la conduite = πR^2

-Stérilisation du réseau :

La quantité d'eau de Javel V' utilisée pour la désinfection du réseau d'eau potable avant sa mise en service est donnée par la formule suivante :

$$V' = \frac{V * C}{D^{\circ} * 3,17}$$

Avec :

- V : volume d'une conduite EP (litre)
- C : concentration du chlore (mg/L) = 10 mg/L
- D° : degré chlorométrique = 25°

Tableau 17: La concentration du chlore [5]

Concentration (mg/L)	Temps de contact minimal (h)
10	24
50	12
150	½

Les résultats obtenus représentés dans le tableau (Annexe 10).

15. Pose des conduites :

La pose des conduites se fait à une profondeur de 1,2 m de la surface sur une épaisseur de 10 cm de sable s'il s'agit d'un terrain meuble et de 15 cm de gravettes s'il s'agit d'un terrain rocheux, puis elle sera enterré sous une couche d'amplitude égale au DN+25 cm de remblais appelés primaires constitué d'un matériau fin, compacté et tamisé. Ensuite, le reste sera rempli par les mêmes déblais enlevés de la tranchée.

Tableau 18: La largeur de la tranchée en fonction du diamètre de la conduite [6]

DN de la conduite (mm)	Largeur de la tranchée (m)
DN <150	0,6
150 < DN <300	DN+ (2 x 0, 25)
300 < DN <500	DN+ (2 x 0, 3)
DN > 500	DN+ (2 x 0, 4)

16. Conclusion :

L'utilisation du logiciel informatique (EPANET, Autocad) dans le calcul des réseaux d'AEP a certainement changer la qualité des résultats qui se basaient auparavant sur les applications numériques de diverses formules de calcul. En effet, les besoins en eau définit à partir des hypothèses arrêtées a imposé de diviser l'étude en deux volets : le premier qui s'intéresse au piquage de l'eau vers le lotissement dans des conditions favorables, et le deuxième s'articule sur l'utilisation du logiciel de simulation hydraulique EPANET pour concevoir le réseau pas seulement le plus performant (vitesse et pressions respectées), mais aussi le moins coûteux possible (diamètre et longueur minimisés et nombre d'accessoires réduit).La pression nominale choisie est de 16 bars selon les normes de l'ONEE.

III. Conclusion général :

L'étude d'assainissement liquide et de la voirie du lotissement « MLY SMAIL » a montré qu'un système d'assainissement collectif, de type unitaire s'impose pour la collecte de l'ensemble des eaux usées et des eaux pluviales.

Grâce aux logiciels informatiques tels que : (Piste, Covadis et Autocad) servant au traçage des profils en long, des tracés en plan ainsi qu'au découpage des bassins versants, nous nous sommes pu dimensionner le réseau d'assainissement de lotissement, l'utilisant de la formule superficielle du Caquot nous a permis de calculer les sections des conduites de ce réseau par simple programmation sur tableur « Excel ».

Vu que la ville de Tamensourt ne dispose pas d'un STEP, Les eaux collectées du présent lotissement seront acheminées vers une fosse septique provisoire et jeté dans l'Oued Tensift.

La problématique du traitement des eaux usées de cette ville persiste à ce jour à cause des problèmes et des difficultés au niveau de la gestion du secteur d'assainissement à l'échelle de la municipalité. Dans ce cadre l'ONEE prépare un grand projet qui concerne la réalisation d'une station d'épuration, l'aboutissement de ce projet pourra contribuer à l'amélioration du secteur d'assainissement dans cette ville.

Il est également intéressant dans l'avenir de penser à la valorisation du débit global des eaux pluviales et notamment pour la recharge superficielle des nappes d'eau souterraine.

Notons finalement que tout le dimensionnement a été fait selon une période de retour de 10 ans. Or les changements climatiques à travers le monde nous enseignent qu'il faut passer à d'autres périodes de retour supérieures ceci va dans le sens d'augmenter la sécurité et l'efficacité des réseaux.

A travers cette étude, nous avons présentés tout ce qui concerne le calcul des réseaux de distribution d'eau potable, depuis l'estimation des besoins en eau jusqu'à le dimensionnement du réseau.

Le débit de pointe horaire est de 58,92 (m³/h) nécessaire pour la satisfaction des besoins de cette agglomération, sera véhiculé à l'intermédiaire d'une conduite PEHD DN 200mm, à partir d'un point de piquage se situant à environ 10 m du lotissement.

En arrivant au lotissement, l'eau circulera dans des tuyaux en PEHD et PVC présentant des différents diamètres allant de 90 mm à 75 mm. La pression exercée dans chaque nœud du réseau assure la pression minimale requise et ne dépasse jamais la limite, tandis que les vitesses sont moins équilibrées, et on observe alors les vitesses varient entre 0,3 et 2 m/s.

Nous signalons que tout le projet a été réalisé en suivant les plans-type et les consignes imposés par l'ONEE dans ce type d'étude, et que malgré les problèmes techniques rencontrés nous avons essayé chaque fois de se rapprocher le plus possible à la bonne marche de l'étude de ses deux volets technique et économique, et on espère que nos recommandations seront entendus par les responsables du domaine, pour que ce projet et ceux du futur retrouvent les meilleurs circonstances de réalisation.

Bibliographie

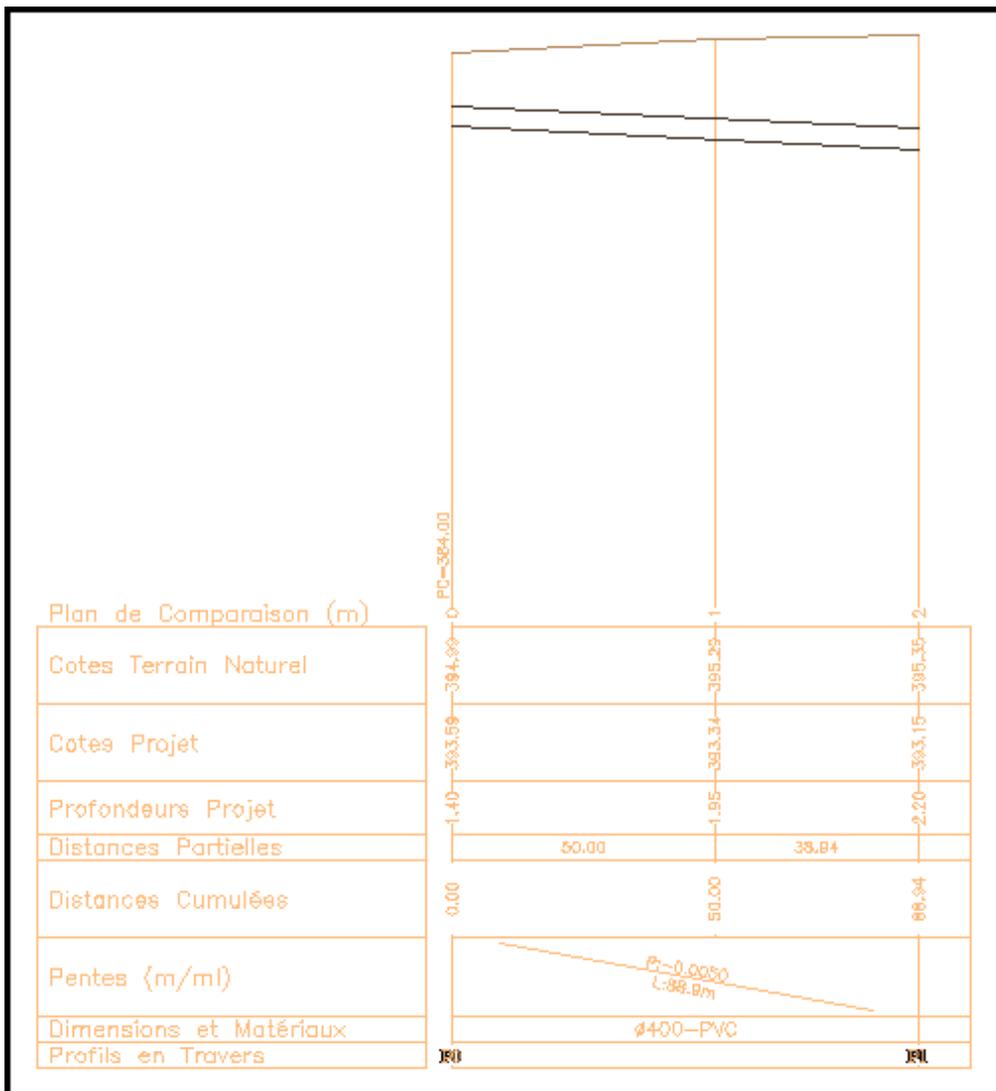
- [1] Bureau d'étude Atlas Géo-Conseil. (2015), rapport interne O.N.E.E.Tamensourt.
- [2] IRROUKI.A(2012) Dimensionnement de réseau d'assainissement du lotissement FIRDAOUSS, Mémoire du projet professionnel Gestion de l'assainissement en milieu urbain. Université Cadi Ayyad. Faculté des Sciences Semlalia. Marrakech .61pages.
- [3] Guide d'assainissement du module hydraulique appliqué aux réseaux d'assainissement (2015), Dimensionnement des réseaux rapport interne O.N.E.E.
- [4] ELHTIM (2013) Etude de l'assainissement liquide d'un lotissement cas de la résidence de la vallée à Marrakech, Mémoire du projet de fin d'étude, Université Cadi Ayyad. Faculté des Sciences et Techniques, Marrakech.
- [5] Guide du Besoins et dimensionnement du réseau Eau potable (2015), Guide des lotisseurs lot eau potable, rapport interne AMENDIS Tanger.
- [6] Projet d'alimentation d'eau potable, www.pdfactory.com.
- [7] OUHRA.M(2011) Etude de voirie assainissement et alimentation d'eau potable du lotissement Tamounte à Ouarzazate, Mémoire du projet de fin d'étude Gestion de l'assainissement en milieu urbain. Université Cadi Ayyad. Faculté des Sciences Semlalia. Marrakech.

**A
N
N
E
X
E
S**

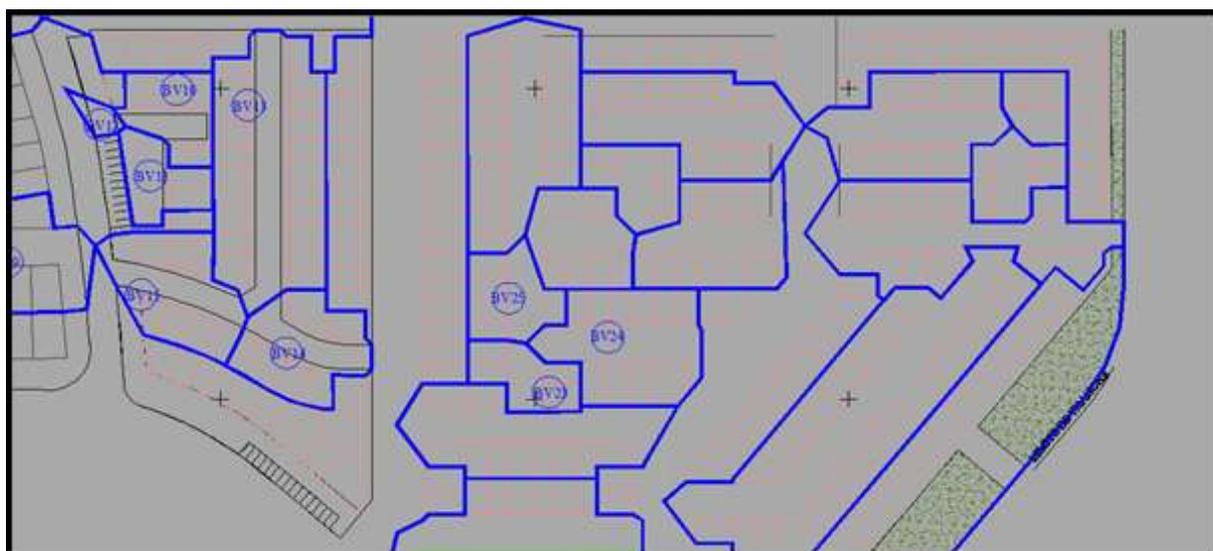
Annexe 1 : les réseaux d'assainissement



Annexe 2 : Profil en long d'assainissement



Annexe 3 : Découpage du bassin initial en sous bassins élémentaires



Annexe 4 : Débits pointe des eaux pluviales calculés pour chaque bassin versant élémentaire

Bassin	A (ha)	C	P(%)	L (hm)	Qp (l/s)	M	Qc (l/s)
B1	1,039	0,70	2,52	2,446	313,29	0,93	289,85
B2	1,019	0,70	1,17	2,446	244,69	0,92	225,45
B3	0,161	0,70	0,43	0,463	43,42	1,27	54,93
B4	0,122	0,70	0,35	0,432	32,86	1,23	40,40
Ass1=B3//B4	0,284	0,70	0,39	0,894	65,25	1,08	70,31
B5	0,012	0,70	1,36	0,220	8,30	1,00	8,31
Ass2=Ass1+B5	0,296	0,70	0,58	1,11	76,07	0,99	75,28
B6	0,24	0,70	0,62	1,01	64,76	0,98	63,76
B7	0,042	0,70	0,26	0,34	13,17	1,08	14,20
Ass3=B6+B7	0,28	0,70	0,53	1,35	70,10	0,90	63,06
B8	0,044	0,70	0,03	0,228	7,24	1,30	9,41
B9	0,07	0,70	0,27	0,30	19,01	1,26	24,01
Ass4=B8//B9	0,111	0,70	0,17	0,53	24,37	1,11	26,94
B10	0,02	0,70	0,23	0,66	6,72	0,69	4,61
Ass5=Ass4+B10	0,130	0,70	0,20	1,19	29,09	0,81	23,52
Ass6=Ass3//Ass5	0,15	0,70	0,21	1,84	32,74	0,69	22,56
B11	0,189	0,70	0,45	0,710	49,68	1,09	54,15
Ass7=Ass6//B11	0,34	0,70	0,28	2,554	67,17	0,71	47,98
B12	0,08	0,70	0,11	0,35	16,52	1,22	20,15
Ass8=Ass7+B12	0,42	0,70	0,26	2,90	77,16	0,71	54,53
B13	0,30	0,70	1,55	0,95	102,67	1,06	109,05
Ass9=Ass8//B13	0,71	0,70	0,58	3,85	149,56	0,70	105,16
B14	0,10	0,70	0,23	0,67	25,03	0,98	24,60
Ass10=Ass9+B14	0,81	0,70	0,52	4,52	161,24	0,68	108,98
B15	0,17	0,70	0,65	0,50	51,81	1,24	64,08
B16	0,20	0,70	1,21	0,65	68,84	1,14	78,44
Ass11=B15//B16	0,37	0,70	0,97	1,16	104,92	1,02	107,10
B17	0,02	0,70	0,45	0,22	7,51	1,07	8,00
Ass12=Ass11+B17	0,38	0,70	0,89	1,38	105,63	0,96	101,00

B18	0,06	0,70	1,91	0,24	32,01	1,36	43,45
B19	0,16	0,70	0,63	0,56	48,84	1,17	57,12
Ass13=B18//B19	0,22	0,70	1,01	0,80	72,26	1,07	77,60
B20	0,08	0,70	3,32	0,35	44,96	1,22	54,64
Ass14=Ass13+B20	0,30	0,70	1,72	1,15	106,33	0,98	104,13
B21	0,07	0,70	1,17	0,29	30,62	1,29	39,46
B22	0,15	0,70	0,17	0,48	30,38	1,22	37,22
Ass15=B21//B22	0,22	0,70	0,55	0,77	58,65	1,09	63,66
B23	0,10	0,70	6,68	0,35	67,14	1,28	86,17
Ass16=Ass15+B23	0,31	0,70	2,46	1,12	123,08	1,00	123,30
Ass17=Ass16//Ass14	0,41	0,70	3,46	1,46	168,16	0,95	158,94
B24	0,23	0,70	1,52	0,70	83,30	1,14	95,33
Ass18=Ass17+B24	0,64	0,70	2,83	2,16	222,96	0,88	196,10
B25	0,28	0,70	1,49	0,82	98,07	1,12	109,81
Ass19=Ass18//B25	0,92	0,70	2,46	2,98	284,19	0,83	235,72
B26	0,08	0,70	2,91	0,42	44,73	1,14	50,78
Ass20=Ass19+B26	1,00	0,70	2,52	3,40	304,96	0,80	243,38
B27	0,53	0,70	0,40	1,40	106,63	1,02	108,45
Ass21=Ass20+B27	1,53	0,70	1,90	4,80	388,92	0,75	293,26
B28	0,19	0,70	1,06	0,80	64,28	1,03	66,49
Ass22=Ass21//B28	1,72	0,70	1,78	5,60	417,05	0,72	301,76
B29	0,06	0,70	1,13	0,32	28,29	1,22	34,45
Ass23=Ass22+B29	1,79	0,70	1,75	5,92	426,35	0,71	303,65
B30	0,34	0,70	0,50	0,79	81,45	1,19	96,69
Ass24=Ass23//B30	2,13	0,70	1,60	6,70	475,88	0,70	333,68
B31	0,50	0,70	0,36	1,63	98,89	0,94	93,08
B32	0,32	0,70	0,06	1,00	40,17	1,05	42,16
B33	0,43	0,70	0,30	1,49	82,67	0,95	78,13
Ass25=B32//B33	0,74	0,70	0,20	2,49	112,88	0,85	96,39
B34	0,07	0,70	0,99	0,41	30,58	1,13	34,69
Ass26=Ass25+B34	0,82	0,70	0,31	2,90	138,36	0,82	113,07
B35	0,13	0,70	2,38	0,61	61,14	1,07	65,58
B36	0,24	0,70	1,29	0,74	83,34	1,13	94,40
B37	0,08	0,70	1,11	0,37	32,57	1,19	38,76
Ass27=B36//B37	0,321	0,70	1,23	1,11	101,55	1,01	102,57
B38	0,011	0,70	0,86	0,221	6,57	0,97	6,39
Ass28=Ass27+B38	0,332	0,70	1,17	1,328	102,57	0,94	96,52
B39	0,287	0,70	0,23	0,928	55,84	1,06	59,40
B40	0,118	0,70	1,12	0,427	45,57	1,22	55,82
Ass29=B39//B40	0,405	0,70	0,51	1,355	93,18	0,97	90,75
B41	0,13	0,70	2,52	0,54	62,72	1,14	71,24
Ass30=Ass29+B41	0,535	0,70	1,08	1,89	145,09	0,90	130,07
B42	0,29	0,70	0,87	1,09	84,62	0,99	84,11
Ass31=ASS30//B42	0,826	0,70	1,00	2,98	198,40	0,81	160,57
B43	0,06	0,70	0,92	0,38	25,40	1,11	28,27
B44	0,072	0,70	1,31	0,321	32,45	1,24	40,37
Ass32=B43//B44	0,132	0,70	1,10	0,703	49,25	1,01	49,94
B45	0,013	0,70	1,31	0,213	8,52	1,02	8,73

Ass33=Ass32+B45	0,144	0,70	1,15	0,916	53,62	0,92	49,53
B46	0,169	0,70	1,34	0,567	63,33	1,17	74,19
Ass34=Ass31+B46	0,313	0,70	1,22	1,48	99,41	0,89	88,16
Ass35=Ass34//Ass33	0,48	0,70	1,25	2,05	139,88	0,85	118,44
B47	0,086	0,70	0,48	0,525	27,40	1,05	28,71
Ass36=Ass35+B47	0,57	0,70	1,10	2,574	152,40	0,80	121,23
B48	0,307	0,70	0,98	1,12	91,84	1,00	91,54
Ass37=Ass36//B48	0,87	0,70	1,06	3,69	211,09	0,75	157,90
B49	0,12	0,70	0,88	0,55	43,86	1,11	48,81
B50	0,249	0,70	1,39	0,718	86,58	1,15	99,65
Ass38=B49//B50	0,37	0,70	1,17	1,265	112,26	0,98	110,55
B51	0,146	0,70	0,59	0,492	44,21	1,21	53,34
Ass39=Ass38+B51	0,52	0,70	1,01	1,758	138,61	0,92	127,31
B52	0,255	0,70	0,27	0,700	53,77	1,17	62,88
Ass40=Ass39//B52	0,774	0,70	0,80	2,458	175,99	0,87	152,57
B53	0,083	0,70	0,59	0,387	28,62	1,19	33,93
Ass41=Ass40+B53	0,86	0,70	0,77	2,844	188,42	0,83	156,84
B54	0,184	0,70	0,31	0,70	43,71	1,09	47,65
Ass42=Ass41//Ass37	1,04	0,70	0,68	3,55	210,98	0,79	166,63
Ass43=Ass42+B54	1,225	0,70	0,62	4,247	232,69	0,76	176,17
B55	0,410	0,70	0,42	1,27	88,49	1,00	88,88
B56	0,30	0,70	0,06	0,84	38,87	1,12	43,60
B57	0,26	0,70	0,84	0,90	76,02	1,05	79,82
Ass44=B56//B57	0,560	0,70	0,46	1,75	116,32	0,94	108,92
B58	0,02	0,70	2,02	0,27	13,93	1,03	14,31
Ass45=Ass44+B58	0,580	0,70	0,67	2,013	133,68	0,89	118,69
Ass46=Ass45//B55	0,601	0,70	0,83	2,280	146,38	0,85	124,12
B59	0,384	0,70	0,11	1,103	55,98	1,05	58,84
B60	0,088	0,70	1,45	0,552	39,07	1,03	40,27

Annexe 5 : Diamètres calculés pour chaque collecteur

Conduite		Débit l/s	P (m/m)	D (m)	Ø (m)	Qmax (l/s)
COLL-1-	R1-R3	58,84	0,11	0,37	0,40	71,04
COLL -2-	R1-R4	118,69	0,67	0,34	0,40	176,28
	R4-R5	124,12	0,83	0,34	0,40	196,20
ANT.-2-1	R1-R4	79,82	0,84	0,28	0,40	197,38
COLL -3-	R1-R2	40,27	1,45	0,20	0,40	259,37
	R2-R3	75,28	0,50	0,31	0,40	152,28
	R5-R6	117,55	0,50	0,36	0,40	152,28
	R6-REXT	122,95	0,50	0,37	0,40	152,28
COLL -4-	R1-R5	88,88	0,42	0,34	0,40	138,96
COLL -5-	R1-R4	156,84	0,77	0,37	0,40	188,98

COLL -6-	R1-R2	99,65	1,39	0,28	0,40	254,24
COLL-7-	R1-R2	84,11	0,87	0,29	0,40	200,78
	R2-R5	140,28	1,40	0,32	0,40	254,82
COLL -8-	R1-R3	62,88	0,27	0,32	0,40	112,21
COLL-9-	R1-R2	40,37	1,31	0,20	0,40	246,27
	R2-R3	49,53	1,15	0,22	0,40	230,95
ANT-9- 1-	R1-R2	33,93	0,59	0,22	0,40	166,08
COLL -10-	R1-R4	130,07	1,08	0,33	0,40	223,81
	R2-R5	77,52	0,50	0,31	0,40	152,28
COLL -11-	R1-R3	59,40	0,23	0,33	0,40	102,46
COLL -12-	R1-R4	91,54	0,98	0,29	0,40	213,64
	R2-R4	106,98	0,50	0,35	0,40	152,28
COLL -13-	R1-R2	38,76	1,11	0,21	0,40	227,14
	R2-R19	96,52	1,17	0,29	0,40	232,95
ANT-13- 1-	R1-R2	94,40	1,29	0,28	0,40	244,31
COLL-14-	R1-R2	64,08	0,65	0,27	0,40	174,17
	R2-R15	101,00	0,89	0,31	0,40	203,17
ANT-14-1-	R1-R2	78,44	1,21	0,26	0,40	237,28
COLL-15-	R1-R4	54,15	0,45	0,28	0,40	144,59
COLL-16-	R1-R6	196,10	2,83	0,32	0,40	362,30
COLL -17-	R1-R2	37,22	0,17	0,29	0,40	88,19
	R2-R4	123,30	2,46	0,27	0,40	337,78
COLL-18-	R1-R2	39,46	1,17	0,21	0,40	232,67
COLL -19-	R1-R3	57,12	0,63	0,27	0,40	170,54
	R6-R7	154,72	0,50	0,40	0,40	152,28
COLL-20-	R1-R3	66,49	1,06	0,25	0,40	221,75
COLL-21-	R1-R6	96,69	0,50	0,34	0,40	151,78
	R4-R6	78,27	0,50	0,31	0,40	152,28
COLL -22-	R1-R4	78,13	0,30	0,34	0,40	118,33
COLL -23-	R1-R4	93,08	0,36	0,35	0,40	129,57
COLL -24-	R1-R3	63,76	0,62	0,28	0,40	169,09
	R2-R3	51,09	0,50	0,27	0,40	152,28
COLL -25-	R1-R2	9,41	0,03	0,24	0,40	38,24
	R2-R4	23,52	0,20	0,24	0,40	96,31
ANT -25-1-	R1-R2	24,01	0,27	0,23	0,40	111,34
COLL-26-	R1-R14	109,05	1,55	0,29	0,40	268,40
COLL -27-	R1-R6	109,81	1,49	0,29	0,40	262,91
	R6-R3	243,38	2,52	0,35	0,40	341,88

COLL-28-	R1-R16	65,58	2,38	0,22	0,40	332,40
COLL-29-	R3-R6	303,65	1,75	0,41	0,40	284,90
COLL -30-	R1-R2	54,93	0,43	0,28	0,40	141,59
	R2-R13	75,28	0,58	0,30	0,40	164,02
ANT-30-1-	R1-R2	40,40	0,35	0,26	0,40	126,95
COLL-31-	R1-R5	225,45	1,17	0,40	0,40	232,87
COLL-32-	R1-R5	289,85	2,52	0,38	0,40	341,80
COLL .EXT- 1-	R3-R14	108,98	0,52	0,35	0,40	155,30
COLL .EXT- 2-	R1-R4	42,16	0,06	0,37	0,40	52,65
	R4-R5	113,07	0,31	0,39	0,40	119,91
COLL .EXT- 3-	R4-R20	176,17	0,62	0,41	0,40	169,58
	R1-R3	15,04	0,50	0,17	0,40	152,28
ANT 15-1	R1-R2	5,41	0,50	0,11	0,40	152,28
COLL 16	R2-R2	51,34	0,50	0,27	0,40	152,28
	R1-R2	23,38	0,50	0,20	0,40	152,28
ANT 16-1	R1-R2	51,34	0,50	0,27	0,40	152,28
ANT 16-2	R3-R2	122,39	0,50	0,37	0,40	152,28
COLL 17	R1-R2	87,40	0,50	0,32	0,40	152,28
COLL 18	R2-R2	106,38	0,50	0,35	0,40	152,28
	R1-R2	57,60	0,50	0,28	0,40	152,28
ANT 18-1	R1-R4	244,45	1,50	0,39	0,40	263,76
COLL 19	R1-R1	40,94	0,50	0,24	0,40	152,28
ANT 20-1	R1-R2	12,56	0,50	0,16	0,40	152,28
ANT 20-2	R1-R2	133,40	0,50	0,38	0,40	152,28
COLL 20	R2-R3	147,97	0,50	0,40	0,40	152,28
	R3-R3	160,63	0,50	0,41	0,40	152,28
	R1-R2	9,86	0,50	0,14	0,40	152,28
ANT 20-3	R2-R3	46,66	0,50	0,26	0,40	152,28
	R1-R2	18,12	0,50	0,18	0,40	152,28
ANT 20-3-1	R1-R6	50,02	0,52	0,26	0,40	155,30
COLL 19-3	R1-R6	34,53	0,50	0,23	0,40	152,28
COLL 19-1	R1-R2	36,11	0,50	0,23	0,40	152,28
COLL 23	R2-R3	85,22	0,50	0,32	0,40	152,28
	R1-R2	36,56	0,50	0,23	0,40	152,28

COLL23-1	R1-R2	82,97	0,52	0,32	0,40	155,30
COLL 22-1	R1-R3	44,98	0,50	0,25	0,40	152,28
COLL 22	R3-R4	59,07	0,50	0,28	0,40	152,28
	R4-R5	83,78	0,50	0,32	0,40	152,28
	R1-R3	18,64	0,50	0,18	0,40	152,28
ANT 22-1	R1-R2	23,18	0,50	0,20	0,40	152,28
ANT 22-2	R1-R3	33,59	0,50	0,23	0,40	152,28
COLL 21	R1-R3	40,71	0,50	0,24	0,40	152,28

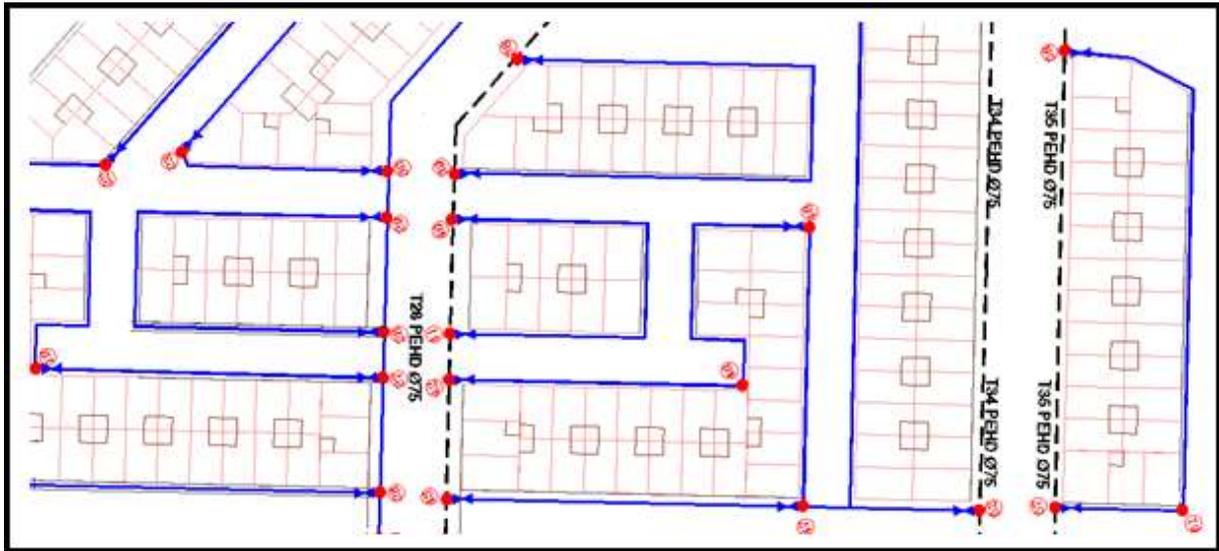
Annexe 6 : La vérification des conditions d'auto-curage

Conduite		Débit l/s	P (m/m)	Vmax (m/s)	V (m/s)	V (Q/10) (m/s)	AUT
COLL-1-	R1-R3	58,84	0,11	0,57	0,64	0,35	Non
COLL -2-	R1-R4	118,69	0,67	1,40	1,50	0,83	Oui
	R4-R5	124,12	0,83	1,56	1,64	0,90	Oui
ANT.-2-1	R1-R4	79,82	0,84	1,57	1,49	0,82	Oui
COLL -3-	R1-R2	40,27	1,45	2,07	1,40	0,77	Oui
	R2-R3	75,28	0,50	1,21	1,20	0,66	Oui
	R5-R6	117,55	0,50	1,21	1,35	0,74	oui
	R6- REXT	122,95	0,50	1,21	1,36	0,61	oui
COLL -4-	R1-R5	88,88	0,42	1,11	1,17	0,62	oui
COLL -5-	R1-R4	156,84	0,77	1,50	1,70	0,93	oui
COLL -6-	R1-R2	99,65	1,39	2,02	1,90	1,05	oui
COLL-7-	R1-R2	84,11	0,87	1,60	1,52	0,84	oui
	R2-R5	140,28	1,40	2,03	2,05	1,13	oui
COLL -8-	R1-R3	62,88	0,27	0,89	0,91	0,50	non
COLL-9-	R1-R2	40,37	1,31	1,96	1,37	0,65	oui
	R2-R3	49,53	1,15	1,84	1,46	0,80	oui
ANT-9- 1-	R1-R2	33,93	0,59	1,32	1,03	0,61	oui
COLL -10-	R1-R4	130,07	1,08	1,78	1,83	0,70	oui
	R2-R5	77,52	0,50	1,21	1,20	0,66	oui
COLL -11-	R1-R3	59,40	0,23	0,82	0,84	0,46	non
COLL -12-	R1-R4	91,54	0,98	1,70	1,63	0,89	oui
	R2-R4	106,98	0,50	1,21	1,32	0,72	oui
COLL -13-	R1-R2	38,76	1,11	1,81	1,29	0,80	oui
	R2-R19	96,52	1,17	1,85	1,76	0,80	oui

ANT-13- 1-	R1-R2	94,40	1,29	1,95	1,82	1,00	oui
COLL-14-	R1-R2	64,08	0,65	1,39	1,29	0,71	oui
	R2-R15	101,00	0,89	1,62	1,60	0,88	oui
ANT-14-1-	R1-R2	78,44	1,21	1,89	1,71	0,94	oui
COLL-15-	R1-R4	54,15	0,45	1,15	1,07	0,59	non
COLL-16-	R1-R6	196,10	2,83	2,88	2,91	1,60	oui
COLL -17-	R1-R2	37,22	0,17	0,70	0,67	0,37	non
	R2-R4	123,30	2,46	2,69	2,49	1,37	oui
COLL-18-	R1-R2	39,46	1,17	1,85	1,32	0,73	oui
COLL -19-	R1-R3	57,12	0,63	1,36	1,23	0,68	oui
	R6-R7	154,72	0,50	1,21	1,34	0,74	oui
COLL-20-	R1-R3	66,49	1,06	1,77	1,56	0,86	oui
COLL-21-	R1-R6	96,69	0,50	1,21	1,27	0,70	oui
	R4-R6	78,27	0,50	1,21	1,21	0,66	oui
COLL -22-	R1-R4	78,13	0,30	0,94	1,00	0,55	non
COLL -23-	R1-R4	93,08	0,36	1,03	1,13	0,62	oui
COLL -24-	R1-R3	63,76	0,62	1,35	1,25	0,80	oui
	R2-R3	51,09	0,50	1,21	1,10	0,70	oui
COLL -25-	R1-R2	9,41	0,03	0,30	0,25	0,14	non
	R2-R4	23,52	0,20	0,77	0,64	0,35	non
ANT -25-1-	R1-R2	24,01	0,27	0,89	0,70	0,39	non
COLL-26-	R1-R14	109,05	1,55	2,14	2,02	1,00	oui
COLL -27-	R1-R6	109,81	1,49	2,09	1,99	1,10	oui
	R6-R3	243,38	2,52	2,72	2,96	1,63	oui
COLL-28-	R1-R16	65,58	2,38	2,65	2,02	1,11	oui
COLL-29-	R3-R6	303,65	1,75	2,27	2,46	1,35	oui
COLL -30-	R1-R2	54,93	0,43	1,13	1,06	0,90	oui
	R2-R13	75,28	0,58	1,31	1,27	1,90	oui
ANT-30-1-	R1-R2	40,40	0,35	1,01	0,91	2,90	oui
COLL-31-	R1-R5	225,45	1,17	1,85	2,08	3,90	oui
COLL-32-	R1-R5	289,85	2,52	2,72	3,07	4,90	oui
COLL .EXT-1-	R3-R14	108,98	0,52	1,24	1,34	5,90	oui
COLL .EXT-2-	R1-R4	42,16	0,06	0,42	0,47	6,90	oui
	R4-R5	113,07	0,31	0,95	1,08	7,90	oui
COLL .EXT-3-	R4-R20	176,17	0,62	1,35	1,48	8,90	oui
	R1-R3	15,04	0,50	1,21	0,62	9,90	oui
ANT 15-1	R1-R2	5,41	0,50	1,21	0,28	10,90	oui
COLL 16	R2-R2	51,34	0,50	1,21	1,10	11,90	oui

	R1-R2	23,38	0,50	1,21	0,82	12,90	oui
ANT 16-1	R1-R2	51,34	0,50	1,21	1,10	13,90	oui
ANT 16-2	R3-R2	122,39	0,50	1,21	1,36	14,90	oui
COLL 17	R1-R2	87,40	0,50	1,21	1,24	15,90	oui
COLL 18	R2-R2	106,38	0,50	1,21	1,31	16,90	oui
	R1-R2	57,60	0,50	1,21	1,13	17,90	oui
ANT 18-1	R1-R4	244,45	1,50	2,10	2,37	18,90	oui
COLL 19	R1-R1	40,94	0,50	1,21	1,04	19,90	oui
ANT 20-1	R1-R2	12,56	0,50	1,21	0,55	20,90	oui
ANT 20-2	R1-R2	133,40	0,50	1,21	1,37	21,90	oui
COLL 20	R2-R3	147,97	0,50	1,21	1,36	22,90	oui
	R3-R3	160,63	0,50	1,21	1,32	23,90	oui
	R1-R2	9,86	0,50	1,21	0,46	24,90	oui
ANT 20-3	R2-R3	46,66	0,50	1,21	1,08	25,90	oui
	R1-R2	18,12	0,50	1,21	0,70	26,90	oui
ANT 20-3-1	R1-R6	50,02	0,52	1,24	1,11	27,90	oui
COLL 19-3	R1-R6	34,53	0,50	1,21	0,98	28,90	oui
COLL 19-1	R1-R2	36,11	0,50	1,21	1,00	29,90	oui
COLL 23	R2-R3	85,22	0,50	1,21	1,23	30,90	oui
	R1-R2	36,56	0,50	1,21	1,00	31,90	oui
COLL23-1	R1-R2	82,97	0,52	1,24	1,24	32,90	oui
COLL 22-1	R1-R3	44,98	0,50	1,21	1,07	33,90	oui
COLL 22	R3-R4	59,07	0,50	1,21	1,14	34,90	oui
	R4-R5	83,78	0,50	1,21	1,23	35,90	oui
	R1-R3	18,64	0,50	1,21	0,72	36,90	oui
ANT 22-1	R1-R2	23,18	0,50	1,21	0,82	37,90	oui
ANT 22-2	R1-R3	33,59	0,50	1,21	0,97	38,90	oui
COLL 21	R1-R3	40,71	0,50	1,21	1,04	39,90	oui
COLL 21-1	R1-R3	34,92	0,11	1,21	0,99	40,90	oui

Annexe 7 : Canalisation d'eau potable



Annexe 8 : Altitudes en mètre des nœuds

N° du nœud	Altitude (m)	N° du nœud	Altitude (m)	N° du nœud	Altitude (m)
1	405.89	30	396.59	59	395.73
2	406.33	31	396.78	60	395.90
3	406.42	32	396.80	61	395.34
4	406.18	33	396.57	62	396.10
5	401.13	34	396.51	63	396.08
6	399.94	35	396.54	64	396.10
7	400.01	36	396.74	65	396.05
8	402.83	37	396.57	66	365.05
9	400.03	38	396.47	67	365.45
10	401.01	39	396.56	68	396.28
11	400.97	40	396.54	69	395.58
12	400.32	41	396.51	70	395.45
13	398.00	42	396.48	71	395.43
14	398.13	43	396.46	72	395.32
15	398.02	44	396.41	73	396.04
16	398.32	45	396.36	74	396.17
17	397.90	46	395.84	75	396.23
18	397.60	47	396.26	76	395.03
19	396.46	48	396.21	77	395.04

20	390.00	49	396.10	78	394.74
21	390.19	50	395.85	79	394.74
22	396.29	51	395.69	80	395.33
23	396.20	52	396.07	81	395.07
24	396.35	53	396.44	82	394.04
25	396.43	54	395.74	83	394.00
26	396.49	55	396.17	84	393.73
27	396.45	56	395.60	85	393.66
28	396.51	57	365.36	86	393
29	396.56	58	395.54	87	394.33
88	393.95	89	393.96	90	394.05
91	394.03	–	–	–	–

Annexe 9 : calcul de vitesse et perte de charge pour chaque collecteur

N° d'arc	Longueur (m)	vitesse (m/s)	Diamètre (m)	Perte de charge linéaire (m/m)
1	195,82	1,63	0,075	8,39
2	217	1,80	0,075	9,30
3	37,88	0,31	0,075	1,62
4	37,88	0,31	0,075	1,62
5	217	1,80	0,075	9,30
6	195,82	1,63	0,075	8,39
7	38,13	0,31	0,075	1,63
8	37,88	0,31	0,075	1,62
9	195,82	1,63	0,075	8,39
10	217	1,80	0,075	9,30
11	37,88	0,31	0,075	1,62
12	37,88	0,31	0,075	1,62
13	217	1,80	0,075	9,30
14	195,82	1,63	0,075	8,39
15	37,88	0,31	0,075	1,62
16	37,88	0,31	0,075	1,62

17	93,96	0,78	0,075	4,02
18	93,96	0,78	0,075	4,02
19	150,24	1,25	0,075	6,43
20	133,18	1,10	0,075	5,70
21	170,48	1,42	0,075	7,30
22	178,53	1,48	0,075	7,65
23	248,7	2,07	0,075	10,65
24	70,13	0,58	0,075	3,00
25	70,13	0,58	0,075	3,00
26	111,3	0,92	0,075	4,77
27	165,48	1,37	0,075	7,09
28	108,99	0,90	0,075	4,67
29	195,99	1,63	0,075	8,39
30	150,01	1,25	0,075	6,42
31	115	0,95	0,075	4,92
32	115	0,95	0,075	4,92
33	149,06	1,24	0,075	6,38
34	93,94	0,78	0,075	4,02
35	175,97	1,46	0,075	7,54
36	97,22	0,81	0,075	4,16
37	80,97	0,67	0,075	3,47
38	89,39	0,74	0,075	3,83
39	57,3	0,47	0,075	2,45
40	96,05	0,80	0,075	4,11
41	99,23	0,82	0,075	4,25
42	188,93	1,57	0,075	8,09
43	161,25	1,34	0,075	6,91
44	118,08	0,98	0,075	5,06
45	118,08	0,98	0,075	5,06
46	76,77	0,63	0,075	3,29
47	89,7	0,74	0,075	3,84
48	93,77	0,78	0,075	4,01
49	92,06	0,76	0,075	3,94

50	85,76	0,71	0,075	3,67
----	-------	------	-------	------

Annexe 10 : Calcule du volume de rinçage et stérilisation du réseau

conduite Ø (mm)	longueur L (m)	Section (m2)	Volume (m3)	Volume de Rinçage 5xV (m3)	Quantité du chlore (mg)
75	195,82	0,0014	0,27	1,37	172,96
75	217	0,0014	0,30	1,51	191,67
75	37,88	0,0014	0,05	0,26	33,45
75	37,88	0,0014	0,05	0,26	33,45
75	217	0,0014	0,30	1,51	191,67
75	195,82	0,0014	0,27	1,37	172,96
75	38,13	0,0014	0,05	0,26	33,67
75	37,88	0,0014	0,05	0,26	33,45
75	195,82	0,0014	0,27	1,37	172,96
75	217	0,0014	0,30	1,51	191,67
75	37,88	0,0014	0,05	0,26	33,45
75	37,88	0,0014	0,05	0,26	33,45
75	217	0,0014	0,30	1,51	191,67
75	195,82	0,0014	0,27	1,37	172,96
75	37,88	0,0014	0,05	0,26	33,45
75	37,88	0,0014	0,05	0,26	33,45
75	93,96	0,0014	0,13	0,65	82,99
75	93,96	0,0014	0,13	0,65	82,99
75	150,24	0,0014	0,21	1,05	132,70
75	133,18	0,0014	0,18	0,93	117,63
75	170,48	0,0014	0,23	1,19	150,58
75	178,53	0,0014	0,24	1,24	157,69
75	248,7	0,0014	0,34	1,74	219,67
75	70,13	0,0014	0,09	0,49	61,94
75	70,13	0,0014	0,09	0,49	61,94
75	111,3	0,0014	0,15	0,77	98,30

75	165,48	0,0014	0,23	1,15	146,16
75	108,99	0,0014	0,15	0,76	96,26
75	195,99	0,0014	0,27	1,37	173,11
75	150,01	0,0014	0,21	1,05	132,50
75	115	0,0014	0,16	0,80	101,57
75	115	0,0014	0,16	0,80	101,57
75	149,06	0,0014	0,20	1,04	131,66
75	93,94	0,0014	0,13	0,65	82,97
75	175,97	0,0014	0,24	1,23	155,43
75	97,22	0,0014	0,13	0,68	85,87
75	80,97	0,0014	0,11	0,56	71,51
75	89,39	0,0014	0,12	0,62	78,95
75	57,3	0,0014	0,08	0,40	50,61
75	96,05	0,0014	0,13	0,67	84,83
75	99,23	0,0014	0,13	0,69	87,64
75	188,93	0,0014	0,26	1,32	166,87
75	161,25	0,0014	0,22	1,12	142,42
75	118,08	0,0014	0,16	0,82	104,29
75	118,08	0,0014	0,16	0,82	104,29
75	76,77	0,0014	0,10	0,53	67,80
75	89,7	0,0014	0,12	0,62	79,23
75	93,77	0,0014	0,13	0,65	82,82
75	92,06	0,0014	0,12	0,64	81,31
75	85,76	0,0014	0,12	0,60	75,75



Mémoire de fin d'études pour l'obtention du Diplôme de Master Sciences et Techniques

Nom et prénom : OUABA Mounir

Année Universitaire : 2014/2015

Titre : Réalisation de réseaux d'assainissement et d'eau potable pour un lotissement à Tamensourt

Résumé

L'objectif de l'étude est la détermination du système d'assainissement à adopter pour notre lotissement, qui passe par le calcul du débit des eaux pluviales et usées à évacuer. Le dimensionnement des réseaux a été fait par la méthode superficielle de Caquot. Pour déterminés les débits dans les bassins versants élémentaires et leur assemblage jusqu'au dimensionnement des tronçons formant les collecteurs principaux du réseau (le tracée en plan, les conduites et leurs caractéristiques, les ouvrages annexes,...) et enfin assurer l'évacuation et le traitement des eaux usées et des eaux pluviales par une fosse septique et les jetés dans l'environnement.

La deuxième axe de cette étude consacré dans l'alimentation d'eau potable pour notre lotissement par deux voie : étude hors site qui concerne le piquage d'eau vers le lotissement, et les caractéristiques des conduites de branchement au réseau (diamètre, nature, tracée en plan, longueur), et une autre étude appelée in site, qui correspond à la conception du réseau le plus adéquat (le tracée en plan, les conduites et leurs caractéristiques, les ouvrages annexes,...) pour attendre un réseau d'eau potable convenable avec le nombre de population et du logements.

Mots clés : Réseau d'assainissement, Eau potable, Dimensionnement.