

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

وزارة التعليم العالي و البحث العلمي

Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique

جامعة أبي بكر بلقايد – تلمسان-

Université ABOU BEKR BELKAID



Faculté de Technologie

Département d'Hydraulique

## MEMOIRE

Projet de Fin d'Etudes

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

Option : **Technologies de Traitement des Eaux**

Thème

**Etude d'un réseau d'assainissement de l'UC 08 flanc nord  
Chetouane -Tlemcen**

Soutenue publiquement le : 15/06/2015

Présenté par :

*M<sup>elle</sup> TOURABI Rahma*

Devant le jury :

M <sup>r</sup> GHENIM Abderrahmane Nekache.....	Président
M <sup>r</sup> HABI Mohammed.....	Examineur
M <sup>r</sup> ROUISSAT Boucherit.....	Examineur
M <sup>r</sup> BOUCHELKIA Hamid.....	Encadreur
M <sup>me</sup> BOUCHELKIA Fadila .....	Encadreur

*Promotion 2014/2015*

## Remerciements

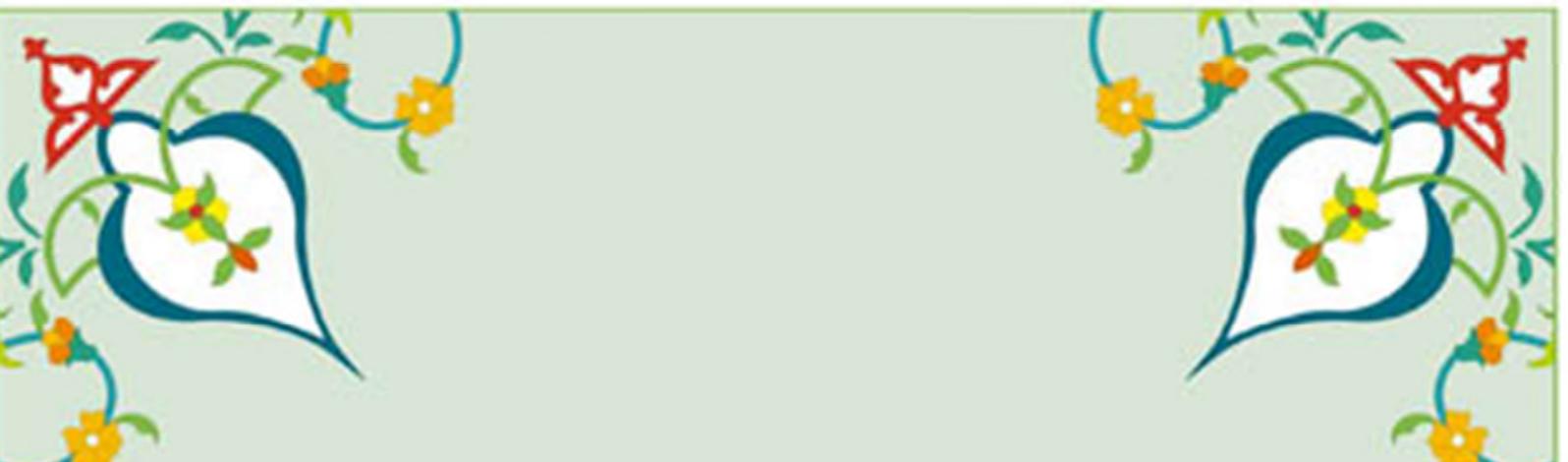
*Je tiens avant tout à remercier « DIEU » pour m'avoir inspiré la volonté et le courage d'acheminer ce travail jusqu'à la fin.*

*Mes remerciements vont d'abord à mes encadrateurs Mr BOUCHELKIA.H et Mme BOUCHELKIA.F qui, avec leurs expériences, m'ont guidé le long de la réalisation de ce travail. Leurs conseils et recommandations ont été précieux pour l'aboutissement de ce travail.*

*Je tiens aussi à remercier Mr HABI.M et Mr ROUISSAT.B pour l'intérêt qu'ils ont porté à ce mémoire en acceptant de l'examiner. Mes vifs remerciements vont à Mr. GHENIM.A pour m'avoir fait l'honneur de présider le jury de soutenance.*

*J'adresse mes très sincères remerciements à: Mr Chakib.A ingénieur d'état à la subdivision d'hydraulique de Chetouane, Sa disponibilité, ses conseils ont permis la réalisation de ce mémoire.*

*Enfin, je remercie tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à l'épanouissement de ce travail.*



*Je dédie ce modeste travail avec toute mon affection aux êtres qui me sont les plus chers au monde « mes parents » pour leurs sacrifices et leurs conseils, sans les quelles je ne serais jamais arrivé a ce niveau que dieu les gardent.*

*À mes chères sœurs: Naziha et son fils Mohamed Nizar, Khadîdja et ses deux filles Anfal er Rîmas, Cherifa, Fatima.Z, Latifa, Asma et la petite Marwa.*

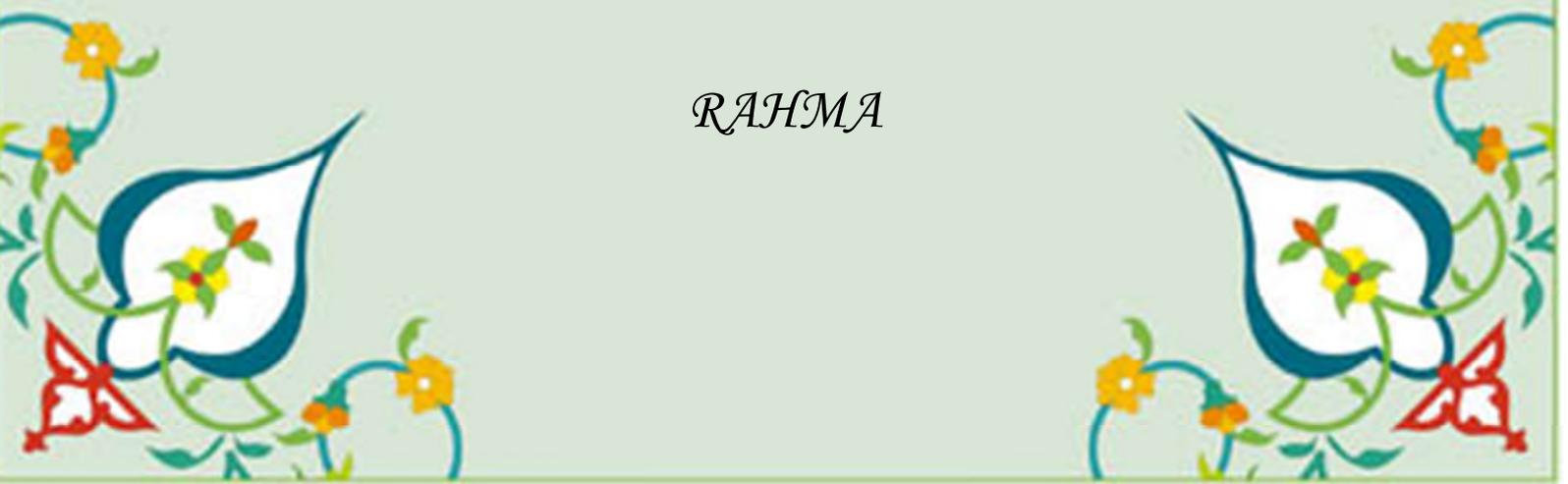
*Toute la famille que prend le nom TOURABI*

*À mes amis surtout : Fatima, Houda, Meriem, Fouzia, Sakina, Zineb, Amine, Nassim, Ali et Housseym et leurs familles.*

*Et aussi a mes chères cousines : Sabiha, Djouiriya, Aicha.*

*À toute ma promotion 2<sup>ème</sup> année master Hydraulique 2014/2015 (option : TTE) et tout qui m'aider de réaliser se travail.*

*RAHMA*



## *Abréviations et signes*

PDAU : Plan Directeur d'Aménagement et d'Urbanisme

POS : Plan d'Occupation des Sols

AEP : Alimentation en eau potable

ERU : Eau résiduaire urbaine

K<sub>r</sub> : Coefficient de rejet pris égal à 80% de la quantité d'eau potable consommée

N : Nombre d'habitant (capacité)

D : Dotation journalière ou la consommation en eau potable

Q : Débit

Q<sub>eu</sub> : Rejet domestiques journalier ou débit d'eau usée

P<sub>f</sub> : Population futur

P : Coefficient de pointe

Q<sub>brute</sub> : Débit d'eau brute

I : Pente

C : Coefficient de ruissellement

A : Superficie

i : Intensité de pluie [mm/min] ou [mm/h]

C : Coefficient de ruissellement

t<sub>c</sub> : Temps de concentration

L : Longueur

$C_{\text{amont}}$  : Côte amont

$C_{\text{aval}}$  : Côte aval

$Q_{\text{sp}}$  : Débit spécifique

$Q_{\text{ps}}$  : Débit à plein section

$V_{\text{ps}}$  : La vitesse à plein section

$D$  : Diamètre de la conduite

$H$  : Hauteur

DUC : Direction de l'urbanisme et de la construction

## *Liste des figures*

<b>Figure I.1:</b> Les grandes étapes d'assainissements .....	<b>04</b>
<b>Figure I.2:</b> Types d'installation d'assainissement collectif.....	<b>05</b>
<b>Figure I.3:</b> Types d'installation d'assainissement autonome .....	<b>06</b>
<b>Figure I.4:</b> Schéma d'un réseau séparatif .....	<b>08</b>
<b>Figure I.5:</b> Schéma d'un réseau unitaire .....	<b>08</b>
<b>Figure I.6:</b> Schéma d'un réseau mixte .....	<b>09</b>
<b>Figure I.7:</b> Schéma d'un réseau pseudo-séparatif .....	<b>09</b>
<b>Figure I.8:</b> Différent schéma d'évacuation des eaux usées.....	<b>13</b>
<b>Figure I.9:</b> type des joints .....	<b>17</b>
<b>Figure I.10:</b> Caniveaux à grille.....	<b>19</b>
<b>Figure I.11:</b> Les bouches d'égout.....	<b>20</b>
<b>Figure II.1:</b> Localisation de la zone d'étude par google earth.....	<b>26</b>
<b>Figure II.2:</b> La pente au niveau de la zone d'étude.....	<b>29</b>
<b>Figure II.3 :</b> La carte sismique de l'Algérie.....	<b>30</b>
<b>Figure II.4:</b> Carte géologique Faisant ressortir la constitution du sol de Chetouane....	<b>31</b>
<b>Figure II.5:</b> Quelques équipements existants (école primaire ; CEM).....	<b>32</b>
<b>Figure II.6 :</b> Déchets solides.....	<b>33</b>
<b>Figure III.1:</b> La variante d'aménagement choisie.....	<b>39</b>
<b>Figure III.2:</b> Tracer de réseau d'assainissement de la zone A.....	<b>50</b>
<b>Figure III.3:</b> Tracer de réseau d'assainissement de la zone B.....	<b>54</b>
<b>Figure III.4:</b> Tracer de réseau d'assainissement de la zone C.....	<b>58</b>
<b>Figure III.5:</b> Tracer de réseau d'assainissement de la zone D.....	<b>60</b>
<b>Figure III.6:</b> Schéma de tronçons (A1-A3A);(A2-A3) et (A3-A5).....	<b>84</b>
<b>Figure III.7:</b> Profil en long tronçons A1-A22.....	<b>111</b>
<b>Figure III.8:</b> Profil en long tronçons A25-A45.....	<b>112</b>
<b>Figure III.9:</b> Profil en long tronçons A55-A60.....	<b>113</b>
<b>Figure III.10:</b> Profil en long tronçons A71-A77.....	<b>114</b>

---

<b>Figure III.11:</b> Profil en long tronçons B3-B51.....	<b>115</b>
<b>Figure III.12:</b> Profil en long tronçons B24-B29.....	<b>116</b>
<b>Figure III.13:</b> Profil en long tronçons B46-B50.....	<b>117</b>
<b>Figure III.14:</b> Profil en long tronçons C1-C33.....	<b>118</b>
<b>Figure III.15:</b> Profil en long tronçons C23-C28.....	<b>119</b>
<b>Figure III.16:</b> Profil en long tronçons D1-D16.....	<b>120</b>
<b>Figure III.17:</b> Profil en long tronçons D10-D16.....	<b>121</b>
<b>Figure III.18:</b> Profil en long zone A- zone C.....	<b>122</b>
<b>Figure III.19:</b> Profil en long zone A- zone D.....	<b>123</b>
<b>Figure III.20:</b> Tracer des regards sur les quatre réseaux.....	<b>125</b>
<b>Figure III.21:</b> Image d'un tractopelle .....	<b>126</b>
<b>Figure III.22:</b> Schéma de mise en œuvre des conduites .....	<b>127</b>

## *Liste des tableaux*

<b>Tableau I.1:</b> Avantages et inconvénients des différents systèmes d'évacuation...	<b>11</b>
<b>Tableau II.1:</b> Moyennes des précipitations .....	<b>27</b>
<b>Tableau II.2</b> Moyenne de la pluviométrie mensuelle de l'année 2009.....	<b>27</b>
<b>Tableau II.3:</b> Moyenne des températures mensuelles.....	<b>28</b>
<b>Tableau II.4:</b> Moyenne de la vitesse du Vent .....	<b>28</b>
<b>Tableau II.5 :</b> Structure de la population par sexe et par groupe d'âge.....	<b>33</b>
<b>Tableau II.6:</b> Taux de raccordement au réseau d'AEP .....	<b>34</b>
<b>Tableau II.7:</b> Taux de raccordement au réseau d'Assainissement.....	<b>35</b>
<b>Tableau III.1:</b> Estimation des débits des équipements .....	<b>41</b>
<b>Tableau III.2:</b> Estimation des débits d'eaux usées domestique.....	<b>44</b>
<b>Tableau III.3:</b> Les rejets d'eaux usées pour l'horizon 2025.....	<b>44</b>
<b>Tableau III.4 :</b> calcul des débits et répartition sur les tronçons de la zone (A).....	<b>45</b>
<b>Tableau III.5 :</b> calcul des débits et répartition sur les tronçons de la zone (B).....	<b>51</b>
<b>Tableau III.6 :</b> calcul des débits et répartition sur les tronçons de la zone (C).....	<b>55</b>
<b>Tableau III.7 :</b> calcul des débits et répartition sur les tronçons de la zone (D).....	<b>59</b>
<b>Tableau III.8:</b> valeur de coefficient de ruissellement selon le type de surface.....	<b>64</b>
<b>Tableau III.9:</b> Coefficient de ruissellement suivant le type d'occupation du sol .....	<b>65</b>
<b>Tableau III.10 :</b> Coefficient de ruissellement en fonction de la densité de population.....	<b>65</b>
<b>Tableau III.11:</b> Coefficients de ruissellement en fonction de la catégorie d'urbanisation .....	<b>66</b>
<b>Tableau III.12:</b> Coefficient de ruissellement en fonction de la zone d'influence.	<b>66</b>
<b>Tableau III.13:</b> Détermination des paramètres équivalents d'assemblage des bassins versants .....	<b>68</b>
<b>Tableau III.14 :</b> données caractérisant le réseau I .....	<b>74</b>
<b>Tableau III.15 :</b> données caractérisant le réseau II .....	<b>78</b>
<b>Tableau III.16 :</b> données caractérisant le réseau III .....	<b>81</b>

---

<b>Tableau III.17</b> : données caractérisant le réseau IV .....	<b>83</b>
<b>Tableau III.18</b> : Résultats des calculs de dimensionnement du réseau I .....	<b>90</b>
<b>Tableau III.19</b> : Résultats des calculs de dimensionnement du réseau II .....	<b>98</b>
<b>Tableau III.20</b> : Résultats des calculs de dimensionnement du réseau III.....	<b>103</b>
<b>Tableau III.21</b> : Résultats des calculs de dimensionnement du réseau IV .....	<b>108</b>
<b>Tableau III.22</b> : Résultats de calcul des volumes du terrassement pour les quatre zones.....	<b>131</b>
<b>Tableau III.23</b> : Devis quantitatif estimatif du réseau d'assainissement.....	<b>131</b>

## *Table des matières*

### INTRODUCTION GENERALE

Introduction Générale.....	01
<b>Chapitre I : CONCEPTIONS GENERAL DE L'ASSAINISSEMENT</b>	
I.1. Généralités.....	03
I.2. Définition de l'assainissement .....	04
I.3. Types d'assainissement .....	04
I.3.1. L'assainissement collectif.....	04
I.3.2. L'assainissement autonome.....	05
I.3.3. Système d'assainissement semi collectif .....	06
I.4. Divers systèmes d'évacuation des eaux usées et des eaux pluviales.....	07
I.4.1. Systèmes fondamentaux.....	07
I.4.1.1. Système séparatif.....	07
I.4.1.2. Système unitaire.....	08
I.4.1.3. Système mixte .....	08
I.4.1.4. Système pseudo-séparatif .....	09
I.4.1.5. Système composite.....	10
I.4.1.6. Systèmes spéciaux .....	10
I.5. Différent schéma d'évacuation.....	12
I.5.1. Schéma perpendiculaire.....	12
I.5.2. Schéma par déplacement latéral.....	12
I.5.3. Schéma de collecteur par zones étagées.....	12
I.5.4. Schéma radial.....	12
I.5.5. Schéma à collecte transversale oblique.....	13
I.5.6. Choix du schéma du réseau d'évacuation.....	14
I.6. Les éléments constitutifs du réseau d'égout .....	14
I.6.1. Les ouvrages principaux.....	14
I.6.1.1. canalisations .....	15
a. Type de canalisations .....	15
b. Choix du type de canalisation .....	15
I.6.1.2. Joints.....	15

a. Les joints des conduites en béton armé.....	15
I.6.2. Les ouvrages annexes .....	17
I.6.2.1. Les ouvrages normaux.....	18
a. Les branchements .....	18
b. Les fossés .....	18
c. Les caniveaux.....	18
d. Les bouches d'égout.....	19
e. Regards.....	20
I.6.2.2. Les ouvrages spéciaux.....	21
a. Les déversoirs d'orage.....	21
b. Les bassins de retenue d'eau pluviale .....	22
c. Dégrilleurs .....	22
d. Bassins de dessablement .....	22
I.7. la dégradation d'un réseau d'assainissement .....	23
I.7.1. Types de dégradation .....	23
I.7.1.1. Dégradation hydraulique .....	23
I.7.1.2. Dégradation structurale .....	23
I.7.1.3. Dégradation environnementale .....	24
<b>CHAPITRE II:PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE</b>	
II.1. Situation de la zone d'étude.....	25
II.2. Climatologie, orientation et exposition .....	26
II.2.1. Régime pluviométrique.....	26
II.2.2. Les températures.....	27
II.2.3. Les vents .....	28
II.3. Contexte physique (lithologie) .....	28
II.3.1. Un milieu physique modéré .....	28
II.3.2. Sismicité .....	29
I.3.3. Géologie.....	30
II.3.4. Occupation actuelle du site.....	31
II.4. Habitats et équipements .....	32
II.4.1. Habitat .....	32
II.4.2. Equipements .....	32
II.4.3. Déchets solides .....	32

II.5. Nature juridique .....	33
II.6. Structure de la population par sexe et par groupe d'âge .....	33
II.7. Problématique d'Aménagement .....	34
II.8. Situation hydraulique .....	34
II.8.1. Réseau d'AEP .....	34
II.8.1.1. Raccordement au réseau d'AEP.....	34
II.8.2. Réseau d'Assainissement.....	35
II.8.2.1. Raccordement au réseau d'assainissement .....	35

**CHAPITRE III: EVALUATION DES DEBITS et  
DIMENSIONNEMENT DE RESEAU D'ASSAINISSEMENT**

III.1. Origine des eaux usées.....	36
III.1.1. Eaux résiduaires urbaines .....	36
III.1.1.1. Les eaux résiduaires urbaines domestiques.....	36
III.1.1.2. Les eaux résiduaires urbaines industrielles.....	36
III.1.2. Les eaux agricoles .....	37
III.1.3. Les eaux pluviales.....	37
III.2. Tracé du réseau et choix de variante.....	38
III.3. Evaluation des débits d'eau usée et d'eau pluviale .....	40
III.3.1. Estimation des débits d'eaux usées.....	40
III.3.2. Estimation des rejets d'eau usée pour l'horizon 2025.....	40
III.3.2.1. Evaluation des débits d'eaux usées des équipements.....	40
III.3.2.2. Evaluation des débits d'eaux usées domestiques.....	42
a. Estimation de la population des quatre zones .....	42
b. Estimation des débits moyens journaliers des rejets d'eaux usées .....	43
c. Calcul des débits de pointe des tronçons de chaque zone.....	44
III.3.2. Evaluation des débits d'eaux pluviales.....	61
III.3.2.1. Méthode de Caquot .....	61
a. Limites de la méthode superficielle.....	62
III.3.2.2. La méthode rationnelle .....	63
a. La période de retour .....	64
b. Le coefficient de ruissellement .....	64
c. L'intensité.....	66
d. Le temps de concentration.....	67

e.    Pente moyenne .....	67
f.    Limites de la méthode rationnelle.....	68
III.3.2.3. Assemblage des bassins versants.....	68
III.4. Dimensionnement du réseau d’assainissement.....	69
III.4.1. Conditions d’implantation des réseaux.....	69
III.4.2. Conditions d’écoulement et de dimensionnement .....	69
III.4.3. Tracé du réseau d’assainissement.....	70
III.4.4. Dimensionnement du nos réseaux d’assainissement.....	70
III.4.4.1. Mode de calcul.....	70
III.4.5. Les profils en long du réseau.....	110
III.5. Techniques de réalisation d’un réseau d’assainissement.....	126
III.5.1. Les terrassements .....	126
III.5.2. Profondeur de la fouille .....	126
III.5.3. Remblai de la tranchée.....	127
III.5.4. Pose des canalisations .....	127
III.5.4.1. Les informations sur les réseaux publics existants.....	128
III.5.4.2. Exécution des travaux .....	128
III.6. Devis quantitatif et estimatif .....	128
III.6.1. Calcul du volume des travaux.....	129
III.6.1.1. Volume de déblais.....	129
III.6.1.2. volume de lit de sable.....	129
III.6.1.3. Volume occupe par les conduites.....	130
III.6.1.4. Volume remblai.....	130
III.6.1.5. Volume excédentaire.....	130
III.6.2. Détermination du devis estimatif et quantitatif .....	131
<b>Conclusion générale</b>	
Conclusion générale.....	133
<b>Références bibliographique</b>	
Références bibliographique .....	135
<b>Annexe</b>	
Annexe .....	138

## INTRODUCTINON

Le développement rapide de la population en milieu urbain ainsi que l'évolution du mode de vie entraînent un accroissement considérable des structures urbaines impliquant des besoins en eau importants. Ces derniers, faut-il le souligner, se traduisent par un accroissement permanent du volume des rejets polluants.

A cet égard, dans le domaine de l'hydraulique, diverses techniques urbaines se proposent, l'assainissement et l'alimentation en eau potable entre autres. Par ailleurs, l'assainissement des agglomérations a pour but d'assurer la collecte et le transit de l'ensemble des eaux polluées, pluviales ou usées soient-elles. Il procède également au traitement de ces eaux avant leur rejet dans le milieu naturel ; ceci, bien évidemment, se fait par des modes compatibles qui prennent en considération les exigences de la santé publiques et de l'environnement.

Donc, l'étude du réseau d'assainissement du secteur d'urbanisation futur UC8 flanc nord Chetouane, est nécessaire dans le but d'aboutir toujours à des réseaux sûrs et fiables quelque soit le type de changement dans la quantité et la qualité des rejets.

Le futur réseau d'assainissement de la zone d'étude doit être en mesure d'évacuer sans danger et sans aucune contraintes, toutes les eaux usées et pluviales de l'agglomération. Pour cela, il est indispensable d'avoir certaines informations propres à l'agglomération (la topographie, la démographique, situation géographique....) afin de faire un choix convenable du système d'évacuation des ces eaux.

Au cours de ce travail, nous nous somme intéressé, à dimensionner le réseau d'assainissement du périmètre d'UC8 de la commune de Chetouane, qui est complètement dépourvu d'un réseau d'évacuation que se soit pour les eaux usées que pour les eaux pluviales, ce qui à déjà

inciter la population existante à recourir aux fosses septiques. Ainsi donc un réseau d'assainissement type unitaire à été proposé et dimensionner pour la dite zone d'étude.

Pour atteindre cet objectif, nous avons subdivisé notre mémoire en trois chapitres a savoir :

Chapitre I: défini des notions générales sur l'assainissement et donne une idée sur les systèmes et les schémas d'évacuation des eaux usées ainsi que les éléments constitutifs d'un réseau d'assainissement.

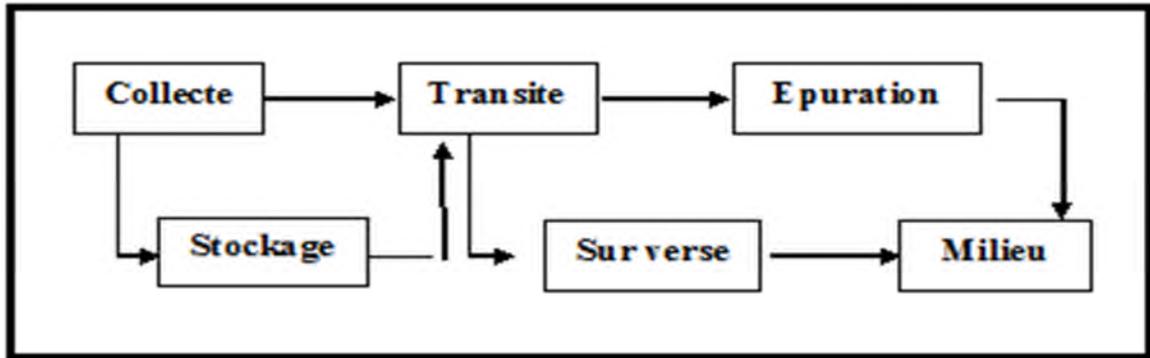
Chapitre II: présente la description de la zone d'étude.

Chapitre III: Traite l'évaluation des débits d'eau usées et pluviales ainsi que le dimensionnement de réseau d'assainissement

**CHAPITRE I:****CONCEPTION GENERAL DE L'ASSAINISSEMENT****I.1. Généralités:**

Les systèmes urbains d'assainissement sont conçus pour deux types d'eaux « urbaines »: les eaux usées et les eaux pluviales. Les eaux usées sont les eaux qui ont été fournies pour les besoins de substance, pour permettre d'assurer un niveau de vie pour satisfaire les besoins de l'industrie. Si après usage, ces eaux ne sont pas correctement recueillies, elles peuvent être à l'origine de pollutions et entraîner des risques pour la santé publique. Elles contiennent des matières dissoutes et des particules (de diamètre varié), provenant de sanitaires et de lavages divers, de processus industriels, et d'autres usages de l'eau. Les eaux pluviales sont de l'eau de pluie (ou l'eau résultant de tout autre forme de précipitation) tombée sur une zone urbaine de bassin versant. Si ces eaux ne sont pas correctement drainées, elles peuvent provoquer des gênes, des dégâts, des inondations et d'autres risques sanitaires. Elles contiennent des polluants, provenant de la pluie, de l'air et de la surface du bassin versant.

Dans de nombreuses zones urbaines, l'assainissement est basé sur la construction d'un système de collecteurs : des conduites et des structures qui recueillent et évacuent l'eau. A l'opposé, les collectivités pauvres ou isolées ne disposent pas habituellement de système central d'assainissement. Les eaux usées y sont traitées localement (ou pas du tout) et les eaux pluviales sont drainées de façon naturelle vers le sol. Ce type de dispositif a existé tant que l'emprise de l'urbanisation reste limitée; mais des réflexions récentes sur les pratiques durables d'assainissement encouragent le recours à des dispositions de drainage plus naturelles partout où cela est possible [01].



**Figure I.1:** Les grandes étapes d'assainissements [02].

## I.2. Définition de l'assainissement :

L'assainissement des agglomérations, au sens où l'entend « l'instruction relative à l'assainissement des agglomérations » de 1977 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 [03].

## I.3. Types d'assainissement :

Il existe deux types d'installations d'assainissement:

- ❖ L'assainissement collectif, avec raccord au tout-à-l'égout ;
- ❖ L'assainissement non collectif ou individuel (autrefois grâce à une fosse septique, aujourd'hui généralement avec une fosse toutes eaux).

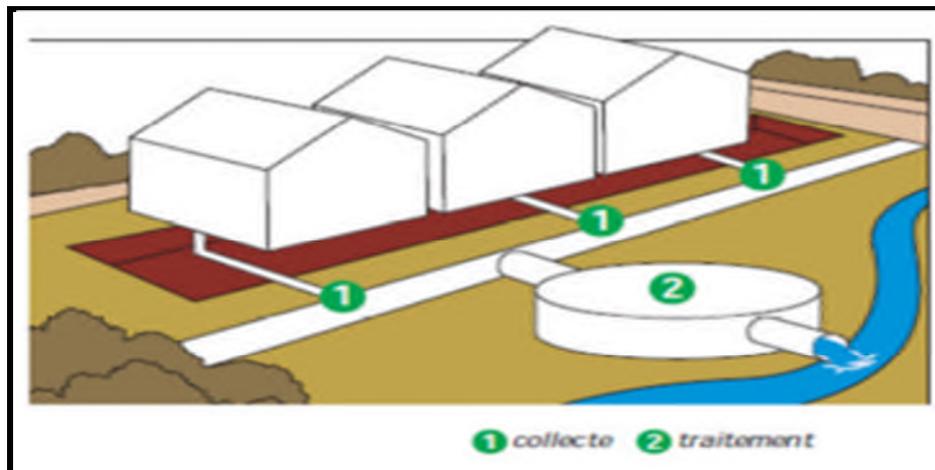
Dans les deux cas, une redevance d'assainissement est appliquée [04].

### I.3.1. L'assainissement collectif:

L'établissement du réseau collectif d'assainissement d'une ville doit répondre à deux catégories de préoccupations à savoir:

- ❖ Le transit vers une station d'épuration des eaux usées domestiques et éventuellement des eaux industrielles ;
- ❖ l'évacuation des eaux pluviales de manière à empêcher la submersion des zones urbanisées et éviter toute stagnation dans les points bas après les averses.

L'écoulement de ces eaux peut se faire de manière gravitaire en utilisant les pentes naturelles; cependant, dans des cas très rares, il peut être sous pression [05].



**Figure I.2:** Types d'installation d'assainissement collectif [04].

### I.3.2. L'assainissement autonome:

L'assainissement autonome ou individuel concerne les dispositifs à mettre en place dans la concession pour la collecte et le traitement des eaux usées domestiques en utilisant les caractéristiques épuratoires qu'offre le sol. Il a pour objet d'assurer l'épuration des eaux usées ainsi que leur évacuation, sous des modes compatibles avec les exigences de la santé publique et de l'environnement.

Ces eaux usées domestiques peuvent soit provenir d'une maison individuelle, on parle alors d'assainissement autonome individuel, soit d'une parcelle privée mise en lotissement et comprenant des bâtiments d'habitation collectif ou d'un édifice public, on parle d'assainissement autonome public.

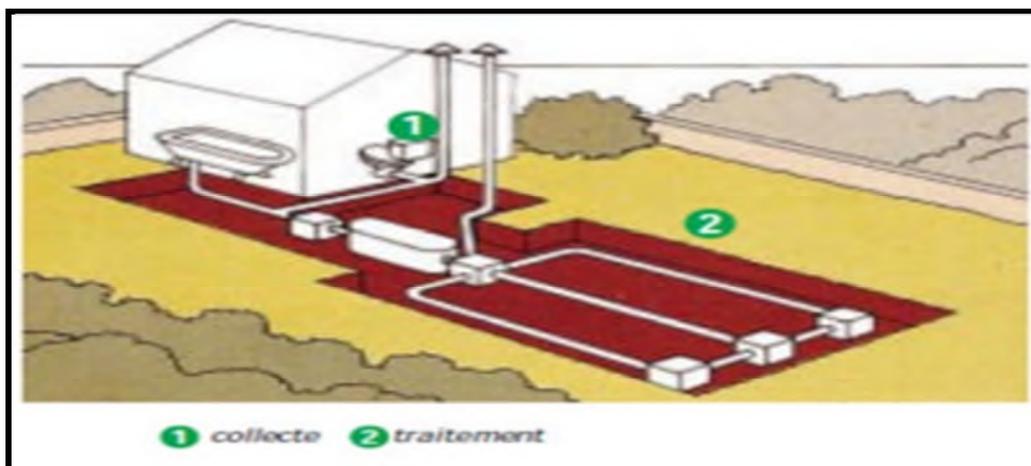
Ainsi, l'assainissement autonome bien conçu et bien entretenu est comparable à l'assainissement collectif pour ces performances et, est plus économique.

Cependant, pour obtenir une solution définitive et satisfaisante pour la collectivité et pour l'usager, un véritable service public de gestion de l'assainissement autonome devra être mis en place à l'image de celui de l'assainissement collectif; il devra se porter garant de la bonne exploitation des installations comme les déposantes de boues de vidange.

Un système d'assainissement autonome bien conçu est composé:

- ❖ D'ouvrages de collecte et d'épuration des eaux, gérés par les populations elles – mêmes dans le cas d'ouvrages privés et par la collectivité dans le cas d'édicules publics;
- ❖ D'ouvrages de traitement des boues de vidange, gérés par la collectivité avec une participation des populations,
- ❖ De matériels de transports des excréta des propriétés privées vers les dépositaires de boues de vidanges gérés par la collectivité avec une participation des populations et/ou par des privés agréés.

Le système autonome est proposé lorsque la faible densité de l'habitat rend trop coûteuse la mise en place de réseaux publics. En termes d'investissement, au-delà de 50 m entre branchements, l'assainissement individuel est à retenir [05].



**Figure I.3:** Types d'installation d'assainissement autonome [04].

### I.3.3. Système d'assainissement semi collectif :

Le système d'assainissement semi collectif est intermédiaire entre le collectif et l'autonome. On l'appelle aussi réseau de petit diamètre (REPD) et il est constitué des parties suivantes:

- ❖ Des fosses intermédiaires (ou fosses d'interception) éliminent les matières flottantes et en suspension ;
- ❖ Un réseau de canalisations de petit diamètre qui capte toutes les eaux décantées et les achemine vers l'exutoire ;

❖ Un exutoire final qui peut être un réseau conventionnel ou une station d'épuration.

Le principe de fonctionnement du réseau de petit diamètre est basé sur la collecte d'effluents de fosses septiques. La fosse septique élimine un pourcentage élevé de matières en suspension et de graisses, la faible fraction de solides non retenus possède un poids spécifique à peu près équivalent à celui de l'eau.

De ce fait, il n'y a pas de dépôt de solides, à l'exception d'une fine couche de limon (biomasse) qui se forme sur la paroi des conduites. La présence des fosses septiques permet ainsi :

- ❖ D'utiliser des conduites de faible diamètre;
- ❖ De changer de direction ou de pente sans regard en raison de l'utilisation de conduites en PVC;
- ❖ D'incorporer des tronçons à pente faible, parfois nulle ou même inverse [05].

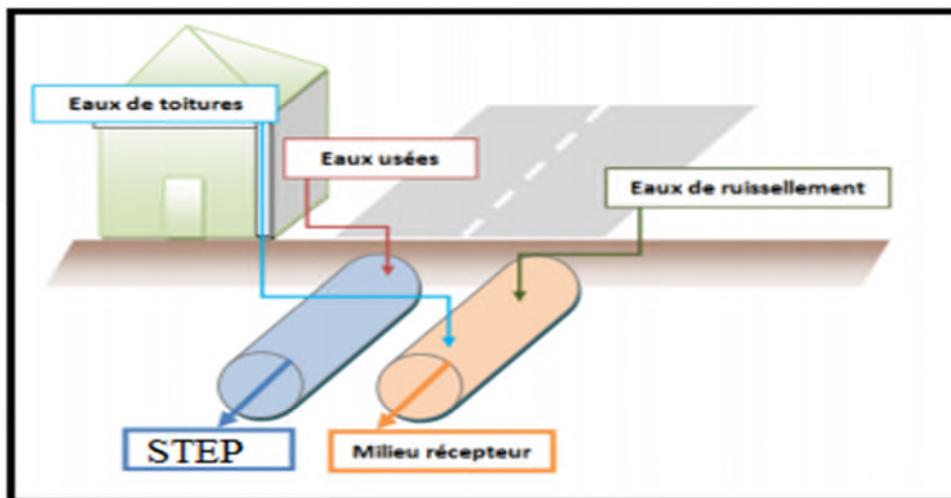
## **I.4. Divers systèmes d'évacuation des eaux usées et des eaux pluviales:**

### **I.4.1. Systèmes fondamentaux:**

Les réseaux correspondants sont à écoulement libre mais peuvent comporter certaines sections en charge. On distingue :

#### **I.4.1.1. Système séparatif :**

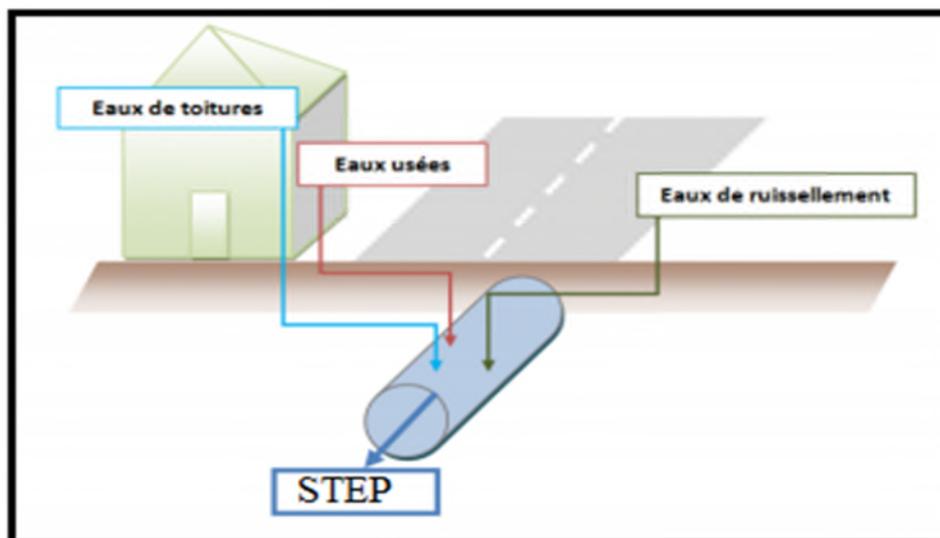
Il consiste à réserver un réseau à l'évacuation des eaux usées domestiques et, sous certaines réserves, de certains effluents industriels alors que l'évacuation de toutes les eaux météoriques est assurée par un autre réseau [06].



**Figure I.4:** Schéma d'un réseau séparatif [07].

#### I.4.1.2. Système unitaire :

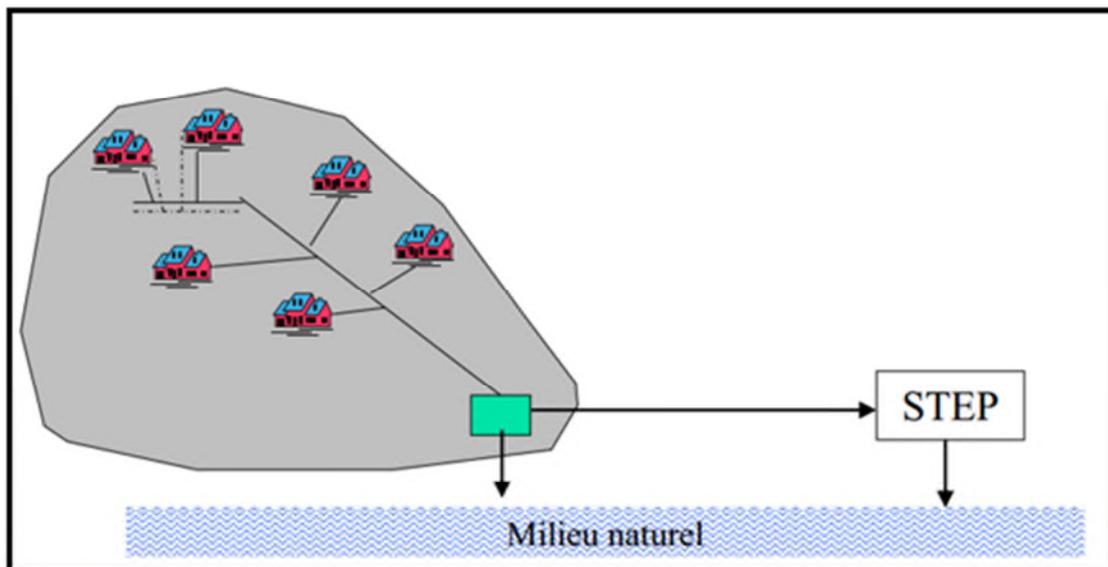
L'évacuation de l'ensemble des eaux usées et pluviales est assurée par un seul réseau généralement pourvu de déversoirs permettant en cas d'orage le rejet direct, par surverse, d'une partie des eaux dans le milieu naturel [06].



**Figure I.5:** Schéma d'un réseau unitaire [07].

#### I.4.1.3. Système mixte :

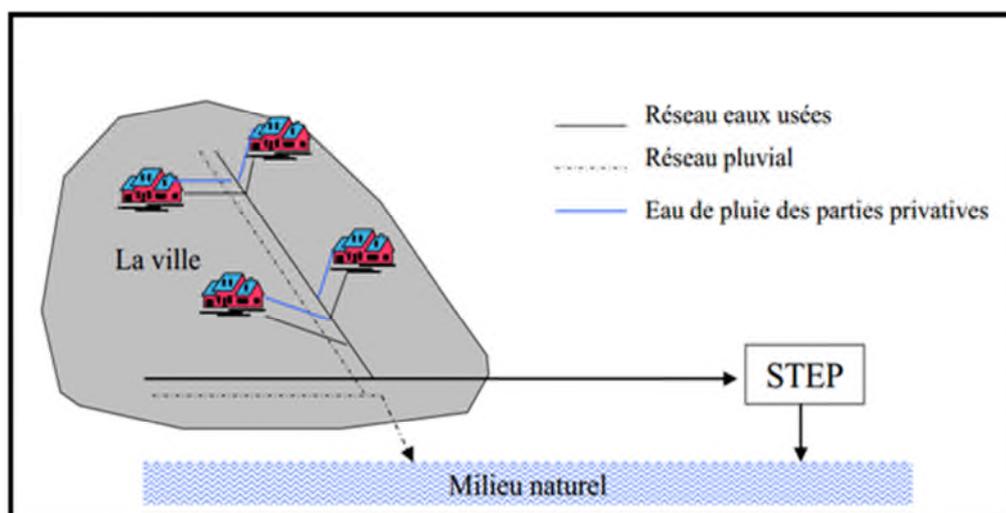
On appelle communément système mixte un réseau constitué suivant les zones en partie en système unitaire et en partie en système séparatif [06].



**Figure I.6:** Schéma d'un réseau mixte [08].

#### I.4.1.4. Système pseudo-séparatif :

L'usage a prévalu de désigner sous ce vocable des réseaux séparatifs où le réseau d'eaux usées peut recevoir certaines eaux pluviales provenant des propriétés riveraines [06].



**Figure I.7:** Schéma d'un réseau pseudo-séparatif [08].

**I.4.1.5. Système composite :**

C'est une variante du système séparatif qui prévoit, grâce à divers aménagements, une dérivation partielle des eaux les plus polluées du réseau pluvial vers le réseau d'eaux usées en vue de leur traitement [06].

**I.4.1.6. Systèmes spéciaux :**

L'usage de ces systèmes n'est à envisager que dans les cas exceptionnels, On distingue :

- ❖ **Système sous pression sur la totalité du parcours :** Le réseau fonctionne en charge de façon permanente sur la totalité du parcours
- ❖ **Système sous dépression :** Le transport de l'effluent s'effectue par mise des canalisations en dépression [06].

Le tableau I.1 résume quelque avantages et inconvénients des trois systèmes d'évacuation les plus utilisés

**Tableau I.1:** Avantages et inconvénients des différents systèmes d'évacuation [09] :

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

## **I.5. Différent schéma d'évacuation :**

Le mode d'écoulement en assainissement est généralement gravitaire, donc dépendant du relief et de la topographie du terrain naturel, pour assurer cet écoulement gravitaire on a les différents schémas d'évacuations suivantes :

### **I.5.1. Schéma perpendiculaire:**

Il est adopté pour les eaux pluviales des réseaux séparatifs s'il n'y a pas de traitement qui est prévue. L'écoulement se fait directement dans le cours d'eau le plus proche. Suivant la disposition des collecteurs par rapport au cours on distingue :

- ❖ Le schéma perpendiculaire simple.
- ❖ Le schéma perpendiculaire étagé [10].

### **I.5.2. Schéma par déplacement latéral:**

On adopte ce type de schéma quand il y a obligation de traitement des eaux usées. Ou toutes les eaux sont acheminées vers un seul point dans la mesure du possible [09].

### **I.5.3. Schéma de collecteur par zones étagées:**

C'est une transposition de schéma à déplacement latéral, mais avec une multiplication des collecteurs longitudinaux pour ne pas charger certains collecteurs [09].

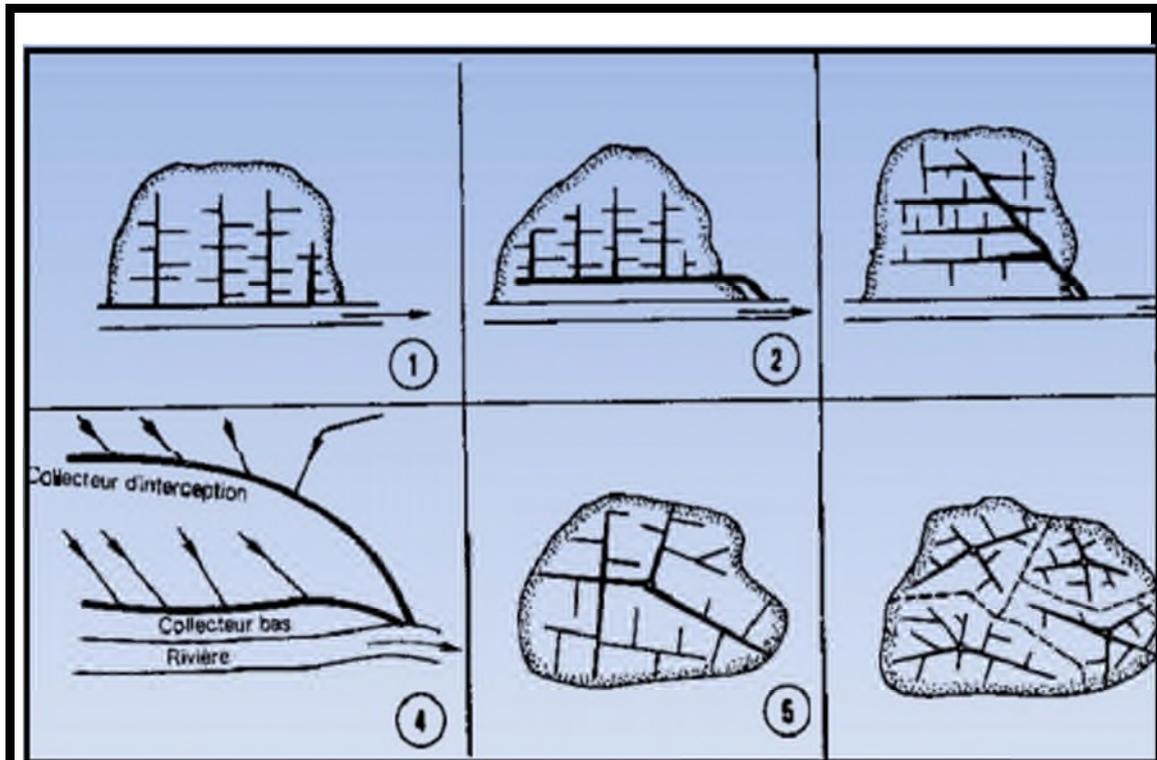
### **I.5.4. Schéma radial:**

C'est un schéma adopté pour les terrains plat, ou les eaux sont collectées en un point bas, pour en suite être relevées vers :

- ❖ Un cours d'eau récepteur.
- ❖ Une station d'épuration.
- ❖ Un collecteur fonctionnant à surface libre [09].

### I.5.5. Schéma à collecte transversale oblique:

Ce schéma comporte des ramifications de collecteurs qui permettent de rapporter l'effluent à l'aval de l'agglomération. Ce type de schéma est adopté lorsque la pente du terrain est faible [09]



Avec :

- 1) Schéma type perpendiculaire
- 2) Schéma type collecteur latéral:
- 3) Schéma type collecteur transversale
- 4) Schéma type zones étagées
- 5) Schéma type centre collecteur unique
- 6) Schéma type radial

**Figure I.8:** Différent schéma d'évacuation des eaux usées [11].

### **I.5.6. Choix du schéma du réseau d'évacuation:**

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

- ❖ Les conditions techniques et locales du lieu : système existant, la topographie du terrain et la répartition géographique des habitants à desservir ;
- ❖ Les conditions économiques : le coût et les frais d'investissement et d'entretien ;
- ❖ Les conditions d'environnement : nature de rejet et le milieu récepteur ;
- ❖ L'implantation des canalisations dans le domaine public [09].

### **I.6. Les éléments constitutifs du réseau d'égout :**

En matière d'assainissement, les éléments constitutifs d'un réseau d'égout devront assurer :

\*Une évacuation correcte et rapide sans stagnation des eaux de pluie;

\*Le transport des eaux usées (susceptibles de provoquer une pétrification,) dans les conditions d'hygiène favorable.

En matière d'assainissement nous trouvons :

- Les ouvrages principaux qui correspondent au développement de l'ensemble du réseau jusqu'à l'entrée des effluents dans la station d'épuration, ou l'évacuation de ces derniers hors des agglomérations.
- Les ouvrages annexes qui constituent toutes les constructions et les installations ayant pour but de permettre l'exploitation rationnelle et correcte du réseau (bouches d'égouts, regards, déversoirs d'orage... etc) [12].

#### **I.6.1. Les ouvrages principaux:**

Les ouvrages principaux correspondent aux ouvrages d'évacuation des effluents vers le point de rejet ou vers la station d'épuration ; ils comprennent les conduites et les joints [12].

**I.6.1.1. canalisations :**

Elles se présentent sous plusieurs formes cylindriques préfabriquées en usine, et sont désignées par leurs diamètres intérieurs, dit diamètres nominaux exprimés en millimètre ; ou ovoïdes préfabriquées désignées par leur hauteur exprimée en centimètre [13].

**a. Type de canalisations :**

Il existe plusieurs types de conduites qui sont différentes suivant leur matériau et leur destination :

- Conduites en béton non armé;
- Conduites en béton armé;
- Conduites en amiante-ciment;
- Conduites en grés;
- Conduites en chlorure de polyvinyle (p.v.c) nonplastifié [13].

**b. Choix du type de canalisation :**

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

- De la pente du terrain;
- Des diamètres utilisés;
- De la nature du sol traversé ;
- De la nature chimique des eaux usées transportées;
- Des efforts extérieurs dus sur remblai [13].

**I.6.1.2. Joints:****a. Les joints des conduites en béton armé:**

Le choix judicieux des assemblages est lié à la qualité du joint. Ce dernier est fonction de la nature des eaux et de leur adaptation vis à vis de la stabilité du sol et, fonction de la nature des tuyaux et de leurs caractéristiques (diamètre, épaisseur) [12].

Pour les tuyaux en béton armé on a différents types de joints à utiliser :

➤ **Joint type Rocla :**

Ce type de joint assure une très bonne étanchéité pour les eaux transitées et les eaux extérieures. Ce joint est valable pour tous les diamètres.

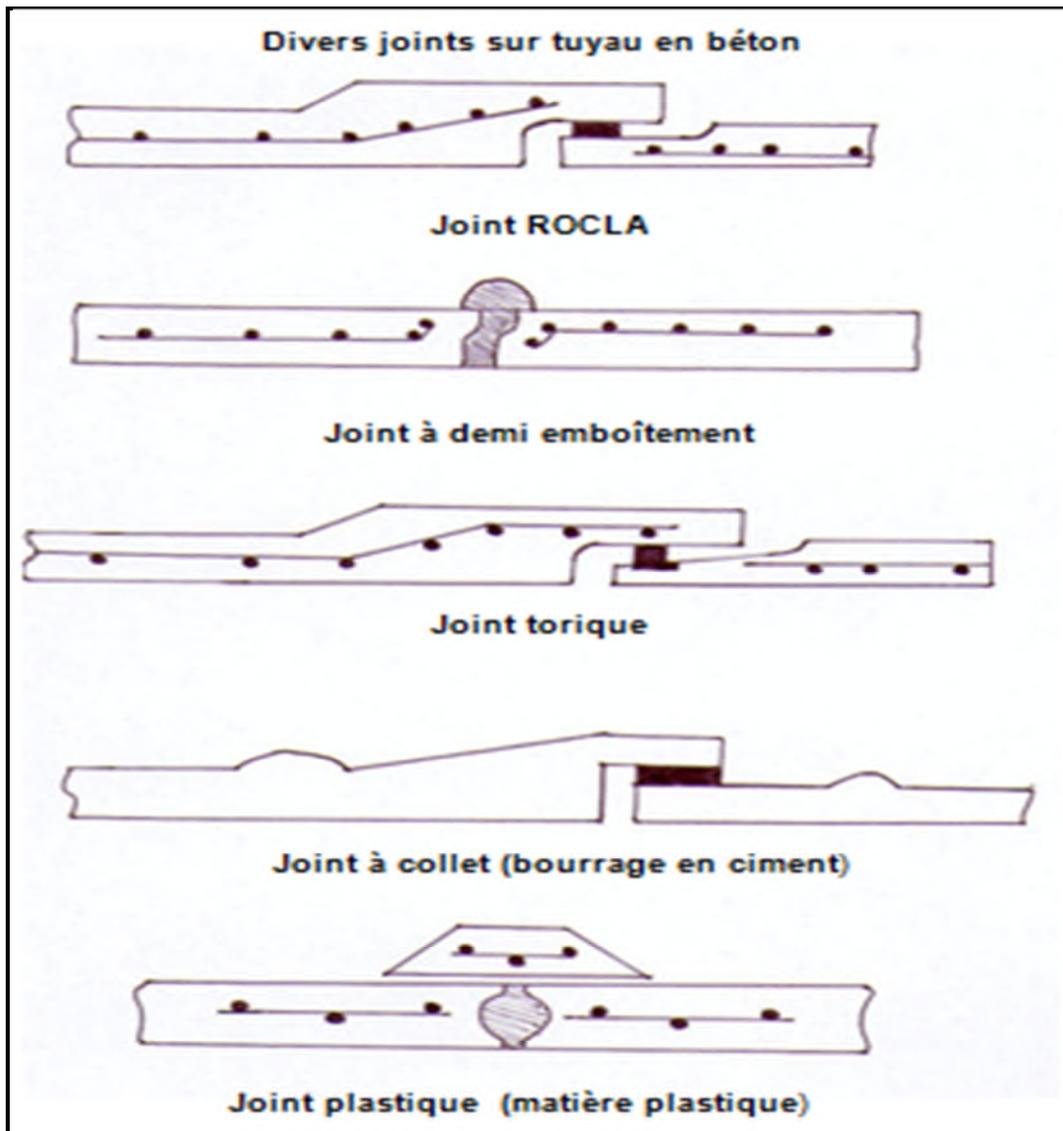
➤ **Joint à demi-emboîtement :**

Avec cordon de bourrage en mortier de ciment, ce joint est utilisé dans les terrains stables .Il y a risque de suintement si la pression est trop élevée. Il est à éviter pour les terrains à forte pente.

➤ **Joint à collet :**

Le bourrage se fait au mortier de ciment, il n'est utilisé que dans les bons sols à pente faible.

On a autres types de joint: Joint torique, Joint plastique matière plastique [12].



**Figure I.9:** type des joints [11].

### I.6.2. Les ouvrages annexes :

Les ouvrages annexes ont une importance considérable dans l'exploitation rationnelle des réseaux d'égout. Ils sont nombreux et obéissent à une hiérarchie de fonction très diversifiée : fonction de recette des effluents, de fenêtres ouvertes sur le réseau pour en faciliter l'entretien, du système en raison de leur rôle économique en agissant sur les surdimensionnements et en permettant l'optimisation des coûts [14].

Les ouvrages annexes sont considérés selon deux groupes :

- Les ouvrages normaux;
- Les ouvrages spéciaux [14]:

**I.6.2.1. Les ouvrages normaux:**

Les ouvrages normaux sont les ouvrages courants indispensables en amont ou sur le cours des réseaux .Ils assurent généralement la fonction de recette des effluents ou d'accès au réseau [14].

**a. Les branchements:**

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

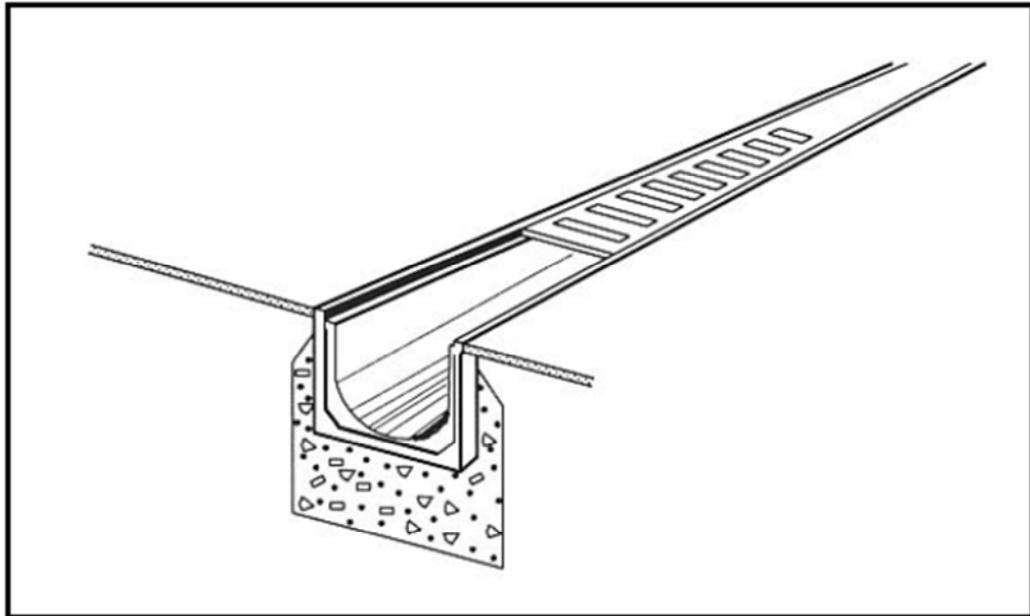
- Un regard de façade qui doit être disposé en bordure de la voie publique et au plus près de la façade de la propriété raccordée pour permettre un accès facile aux personnels chargés de l'exploitation et du contrôle du bon fonctionnement.
- Des canalisations de branchement qui sont de préférence raccordées suivant une oblique inclinée à 45° ou. 60° par rapport à l'axe général du réseau public.
- Les dispositifs de raccordement de la canalisation de branchement sont liés à la nature et aux dimensions du réseau public [14].

**b. Les fossés :**

Les fossés «étaient principalement destinés à la collecte des eaux provenant des chaussées en milieu rural qui, depuis peu, rentrent dans les dispositions dites « alternatives» à la solution par tuyau ; des ouvrages de transport à faible pente , soit des ouvrages de retenue, soit des ouvrages de stockage des eaux. Il faut procéder à un entretien périodique, afin de les débarrasser des produits décantés qui peuvent s'y accumuler et provoquer, notamment, des odeurs de fermentation [15].

**c. Les caniveaux :**

Sont destinés au recueil des eaux pluviales ruisselant sur le profil transversal de la chaussée et trottoirs et au transport de ces eaux jusqu'aux bouches d'égout [14].

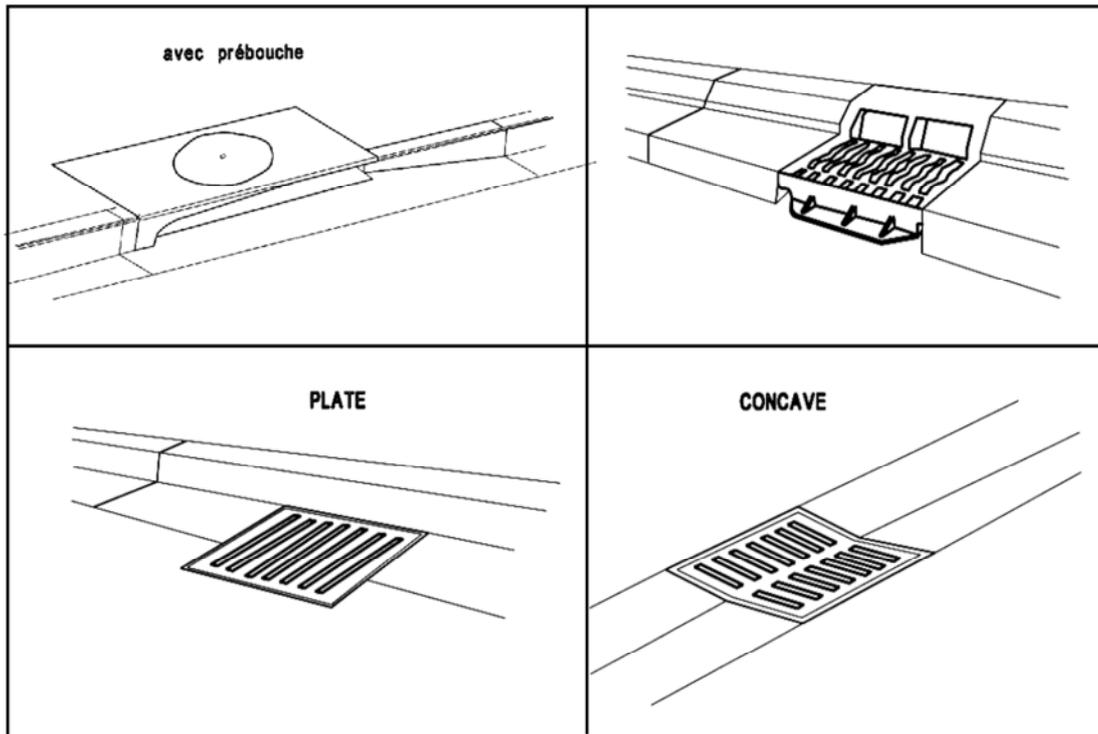


**Figure I.10:** Caniveaux à grille

**d. Les bouches d'égout :**

Les bouches d'égouts sont destinées à collecter les eaux en surface (pluviale et de lavage des chaussées). Elles sont généralement disposées au point bas des caniveaux, soit sur le trottoir. La distance entre les deux bouches d'égout est en moyenne de 50 m. la section d'entrée est en fonction de l'écartement entre les deux bouches afin d'absorber le flot d'orage venant de l'amont.

Elles peuvent être classées selon deux critères : la manière de recueillir des eaux et la manière dont les déchets sont retenus [14].



**Figure I.11:** Les bouches d'égout

#### e. Regards:

Les regards sont en fait des fenêtres par lesquelles le personnel d'entretien pénètre pour "assurer le service et la surveillance du réseau. Ce regard varie en fonction de l'encombrement et de la pente du terrain ainsi que du système d'évacuation [12].

- ❖ **Regard simple:** pour raccordement des collecteurs de mêmes diamètres ou de diamètres différents.
- ❖ **Regard latéral:** en cas d'encombrement du V.R.D ou collecteurs de diamètre important.
- ❖ **Regard double:** pour un système séparatif
- ❖ **Regard toboggan :** en cas d'exhaussement de remous
- ❖ **Regard de chute:** à forte pente

La distance entre deux regards est variable :

- 35 à 50 m en terrain accidenté.
- 50 à 80 m en terrain plat.

Les regards doivent être installés Sur les canalisations :

- A chaque changement direction ;
- A chaque jonction de canalisation ;
- Aux points de chute ;
- A chaque changement pente ;
- A chaque changement diamètre [12].

### **I.6.2.2. Les ouvrages spéciaux:**

#### **a. Les déversoirs d'orage:**

En hydraulique urbaine, un déversoir est un dispositif dont la fonction réelle est d'évacuer par les voies les plus directes, les pointes exceptionnelles des débits d'orage vers le milieu récepteur. Par conséquent, un déversoir est un ouvrage destiné à décharger le réseau d'une certaine quantité d'eaux pluviales de manière à réagir sur l'économie d'un projet en réduction du réseau aval.

Les déversoirs sont appelés à jouer un rôle essentiel notamment dans la conception des réseaux en système unitaire [16].

On distingue plusieurs types de déversoir :

- ✚ Déversoir à seuil latéral et conduite aval étranglée ;
- ✚ Déversoir a seuil latéral et conduite aval libre ;
- ✚ Déversoir d'orage a ouverture du fond [16].

Avant l'emplacement des déversoirs d'orage il faut voir :

- Le milieu récepteur et son équilibre après le rejet des effluents dont il faut établir un degré de dilution en fonction du pouvoir auto épurateur du milieu récepteur.
- Les valeurs du débit compatibles avec la valeur de dilution et avec l'économie générale du projet, c'est à dire rechercher le facteur de probabilité de déversement de façon à limiter la fréquence des lâcheurs d'effluents dans le milieu récepteur ;
- La capacité et les surfaces des ouvrages de la station d'épuration pour éviter les surcharges et le mauvais fonctionnement ;
- Le régime d'écoulement de niveau d'eau dans la canalisation amont et aval;
- Topographie du site et variations des pentes [16].

**b. Les bassins de retenue d'eau pluviale :**

A cet égard, l'économie des projets, qui reposait jusqu'ici essentiellement sur les nécessités d'évacuer le plus rapidement possible les effluents vers le milieu naturel (récepteur) le plus proche peut-elle être remise en cause et modifiée en conséquence.

En effet, on peut naturellement transposer, en invitant les concepteurs à rechercher des solutions à priori plus économiques, moyennant l'interposition d'ouvrages de retenue d'un type nouveau.

Les bassins de retenue sont essentiellement constitués par :

- Un corps de bassin (fond et berge).
- Un ouvrage aval, généralement constitué par une digue avec dispositif d'évacuation des eaux [12].

**c. Dégrilleurs :**

Pour éviter l'intrusion d'éléments susceptibles de perturber l'écoulement ; il convient de placer les dégrilleurs.

Leur rôle est de retenir les corps les plus volumineux transportés par les effluents pluviaux ou par les effluents d'eaux usées lors de leur écoulement dans le réseau.

Ces ouvrages sont très efficaces en amont des bassins de dessablement, les déversoirs d'orage et les stations de relevage

Les grilles servent à retenir les matières grossières charriées par l'eau qui pourraient nuire à l'efficacité du traitement. Elles se composent des grilles à barreaux placés en biais dans le canal et sont en fer plat simple ou profilé ou bien en fer rond.

Pour éviter des inondations lors de l'engorgement de la grille par des pluies soudaines ou un manquement est attentif, chaque grille est équipée d'un by-pass [12].

**d. Bassins de dessablement :**

Ce sont des ouvrages qui doivent être placés à l'aval des collecteurs secondaires pour ne pas laisser les sables déboucher dans les collecteurs principaux, pour ne pas éroder les parois et pour éviter les fermentations des éléments végétaux [17].

## **I.7. la dégradation d'un réseau d'assainissement :**

Un réseau d'assainissement est dit dégradé lorsqu'il est incapable d'assurer les conditions nécessaires à la réalisation des objectifs qui lui sont assignés. C'est une quantification de l'écart entre l'état réel (performance actuelle) et l'état prévu (performance optimale) [18].

### **I.7.1. Types de dégradation :**

La dégradation d'un réseau d'égout peut être définie comme étant son incapacité à évacuer les eaux sanitaires et pluviales sans surcharge hydraulique, avec un certain impact sur l'environnement et la conservation de la bonne intégrité structurelle. Il est à noter qu'il y a trois types de dégradation [18]:

#### **I.7.1.1. Dégradation hydraulique :**

C'est l'incapacité de l'égout à transporter le débit de conception sans dommages à la propriété. Un tronçon est dit défaillant quand il n'est plus capable d'évacuer adéquatement le débit de design pluvial et sanitaire. Même, il suffit parfois qu'un tronçon soit défaillant pour juger le dysfonctionnement de l'ensemble du réseau. En effet, une surcharge observée au niveau d'une conduite peut être causée par elle-même ou/et par autres conduites en aval [18].

Cette dégradation se manifeste par les inondations suite à l'augmentation des débits de ruissellement, l'augmentation de la rugosité par usure ou excentricité des joints et la présence d'obstacles et de sédiments par manque d'entretien [18].

#### **I.7.1.2. Dégradation structurale :**

Représente en général le mauvais état physique d'un tronçon de conduite. Le réseau d'égout est compté parmi les infrastructures souterraines, se mettant en contact d'une façon permanente par ces différents composantes (conduites, collecteur, intercepteur, émissaire, etc.) avec le milieu environnant. L'état du sol constituant l'assise de la conduite est très important, car il lui constitue un soutien latéral. La sollicitation des charges statiques permanentes et les charges dynamiques, liées au trafic routier, fait aussi partie du milieu environnant. L'ensemble de ces facteurs associé au vieillissement du réseau et la qualité de maintenance représentent les causes de la

dégradation structurale. Cette dernière, peut aussi influencer la stabilité du réseau et son fonctionnement ainsi qu'occasionner des problèmes d'infiltration et d'exfiltration [18].

### **I.7.1.3. Dégradation environnementale :**

La dégradation environnementale la plus commune est le déversement des eaux unitaires par les déversoirs d'orage en temps de pluie: CSO (Combined Sewer Overflow). Il se manifeste quand la fréquence annuelle des déversements (sans traitement) dépasse largement la valeur prescrite par le MAMROT (4 débordements par an) [18].

## CHAPITRE II:

### PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

Les projets d'assainissement nécessitent toujours l'étude du site, pour connaître les caractéristiques physique du lieu et les facteurs influençant la conception d'un projet. Elles peuvent se répartir en quatre classes :

- les données naturelles du site ;
- les données relatives à l'agglomération ;
- les données relatives au développement futur de l'agglomération ;
- les données propres à l'assainissement.

Alors la présentation de l'agglomération est un volet important pour le futur choix de la variante d'aménagement hydraulique [17].

#### **II.1. Situation de la zone d'étude :**

Du plan d'occupation de sol, le périmètre d'étude se situe au Nord du groupement urbain des communes de Tlemcen, Mansourah, Chetouane et Béni Mester (figure II.1). Il s'inscrit dans le prolongement du quartier de Chetouane et du nouveau programme spécial réservé à la ville de Tlemcen. Le périmètre d'intervention est identifié par le PDAU sous le code de « secteur à urbaniser UC 08 ». Il s'étend sur une superficie de 60 ha [19] et délimité :

- ✓ Au Nord : Secteur non urbanisable.
- ✓ Au Sud : La rocade.
- ✓ A l'Est : Flanc nord, université, logements.
- ✓ A l'Ouest : Chaabat el Horra.



**Figure II.1:** Localisation de la zone d'étude par google earth.

Le périmètre se distingue par sa limite immédiate avec la RN22 C (La rocade) côté Sud sur un linéaire de 0,4Km [19].

## **II.2. Climatologie, orientation et exposition :**

### **II.2.1. Régime pluviométrique :**

Les précipitations varient fortement d'une année à une autre et compliquent par la suite la gestion de cette ressource [20].

Le régime pluviométrique complexe influencé par le climat méditerranéen caractérisé par une saison pluvieuse (septembre à mai) et par un été sec (1924-1985). La pluviométrie est en fonction de l'altitude, elle est relativement abondante avec une variation inter annuelle importante. La moyenne calculée est de 560 mm/an. L'évapotranspiration potentielle est très importante. La quantité d'eau qui reste disponible pour le ruissellement et l'infiltration profonde atteinte 100 m/an. La moyenne enregistrée en 62 ans (1924 – 1985) est de 630 mm. L'année la plus pluvieuse était 1950 avec un total de 1253 mm. Par contre l'année la plus sèche a été observée en 1983 avec un total de 292 mm [20].

**Tableau II.1:** Moyennes des précipitations [19]

Période	Moyenne (mm)
1924 – 1945	630
1946 – 1976	715
1977 – 1985	466
1950	L'année la plus arrosée, 1253mm
1983	L'année la plus sèche, 292 mm

Quant à la période récente (année 2009), la pluviométrie s'est légèrement améliorée, en atteignant un seuil de 420,66 mm/an, avec un maximum de 111,27 mm (au mois de Janvier) et un minimum de zéro mm (durant les deux mois d'été Juillet/Aout). Les données pluviométriques de l'année 2009 sont résumées dans le tableau ci-après [19]:

**Tableau II.2** Moyenne de la pluviométrie mensuelle de l'année 2009 [19]

Mois	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Jui	Juil	Aou	Sep	Oct	Nov	Dec	Total
Pluviaux (mm)	111,27	44,2	19,81	44,46	6,1	2,54	0	0	32,24	107,18	12,45	40,41	420,66

Station ONM/Zenata-2009

### II.2.2. Les températures :

Les données de température fournies par la station de l'ONM (aéroport Zénata), exprime une moyenne annuelle de 18,02 °C. La température maximale atteint 26,5°C au mois de Juillet, puis commence à baisser à partir du mois de Septembre pour atteindre la température de 10,3°C en Janvier [19].

**Tableau II. 3:** Moyenne des températures mensuelles [19]

Mois	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Jui	Juil	Aou	Sep	Oct	Nov	Dec	Total
T(°C)	10,3	10,6	13,0	14,4	19,5	22,7	26,5	25,9	23,4	19,3	16,9	13,8	18,02

ONM/2009-Aéroport de Zénata

**II.2.3. Les vents :**

La vitesse et la fréquence des directions des vents enregistrées au niveau de la station de référence indiquent que la vitesse moyenne annuelle est de 8,39 Km/h. La vitesse maximale est 11,7 km/h, enregistrée en Janvier alors que la vitesse minimale est de 6,5 km/h (Aout) [19].

**Tableau II.4:** Moyenne de la vitesse du Vent [19].

Mois	J	F	M	A	M	J	Jt	A	S	O	N	D	Total
V (Km/h)	11,7	6,9	9,1	8,3	8,0	7,8	8,5	6,9	6,5	8,5	8,2	10,3	8,39

ONM/2009-Aéroport de Zénata

Les vents violents sont surtout ceux de direction Nord-Ouest. Quant aux vents du Sud, ils ont une importance relativement faible dans la zone d'étude, du fait de la présence de la barrière naturelle, formée par les Monts de Tlemcen. [19].

**II.3. Contexte physique (lithologie) :****II.3.1. Un milieu physique modéré :**

L'aire d'étude fait partie des piémonts Nord de Tlemcen, caractérisé par son substrat jurassique. Il s'agit donc d'un terrain à carapace dur, très favorable sur le plan de viabilisation et à faible valeur agricole.

La topographie fait ressortir des dénivelées assez prononcé au niveau des Chaabats, traversant le site [19].

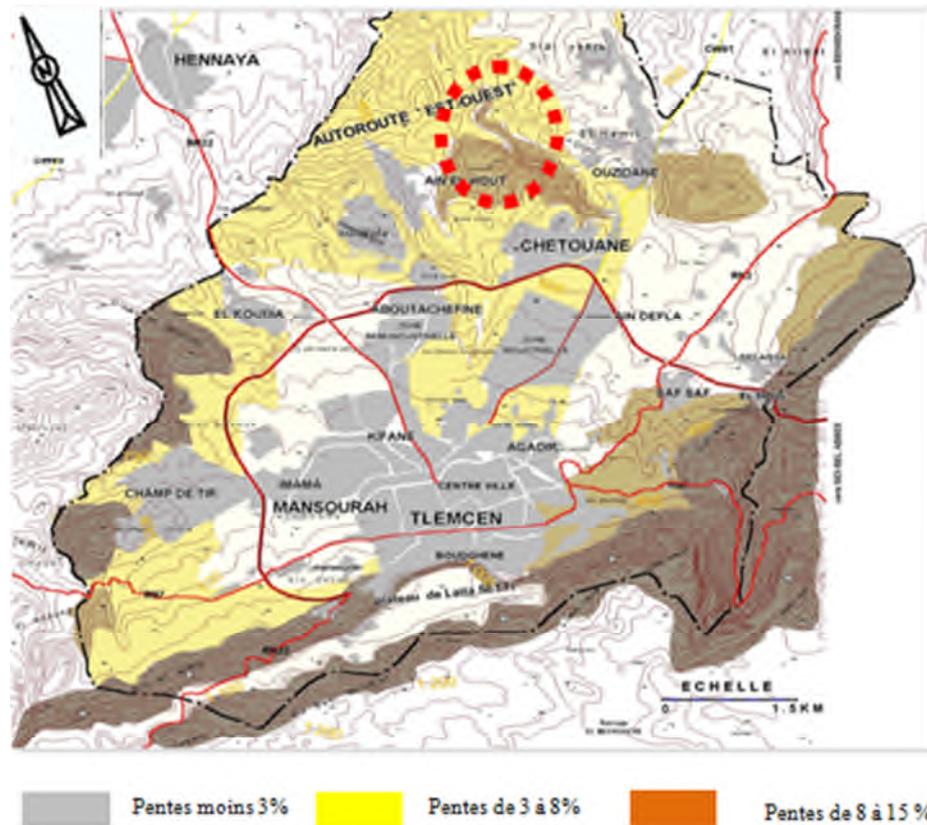
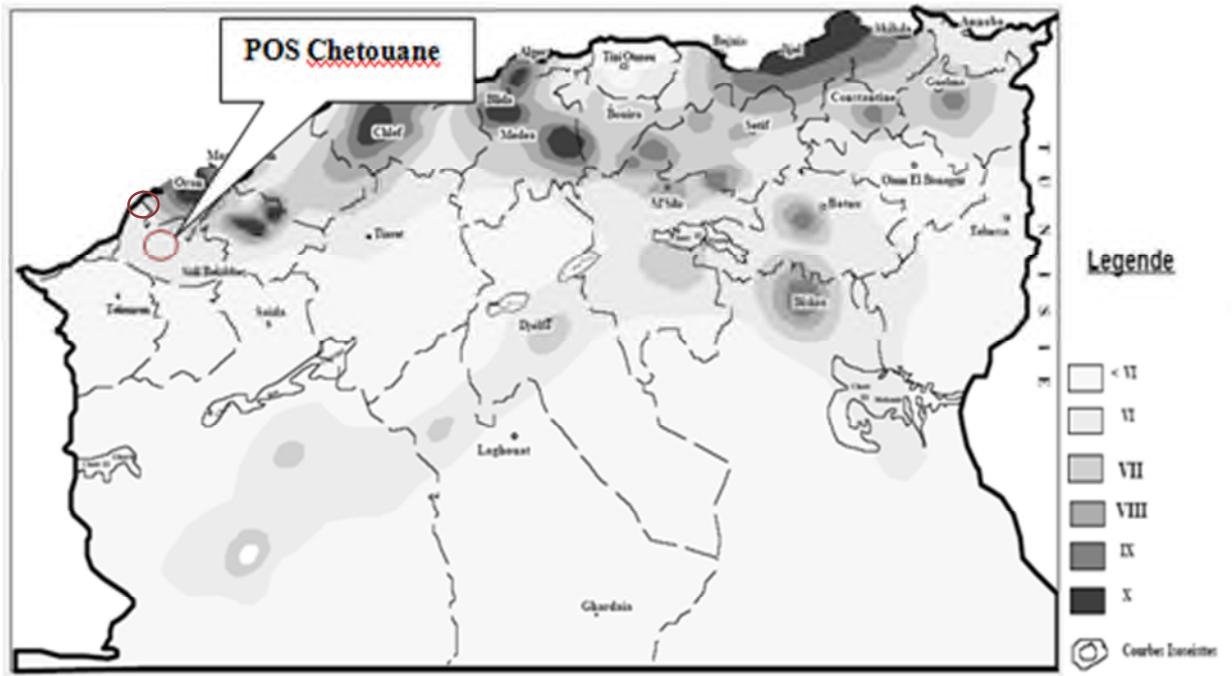


Figure II.2: La pente au niveau de la zone d'étude

### II.3.2. Sismicité :

Le site du POS et même toute la région de Tlemcen se trouvent dans une région à sismicité modérée. L'intensité maximale de cette sismicité est égale à VII, cela nous impose à la prise en considération de ce facteur en matière de constructions à usage d'habitat, d'équipement ou d'ouvrages d'art [19].



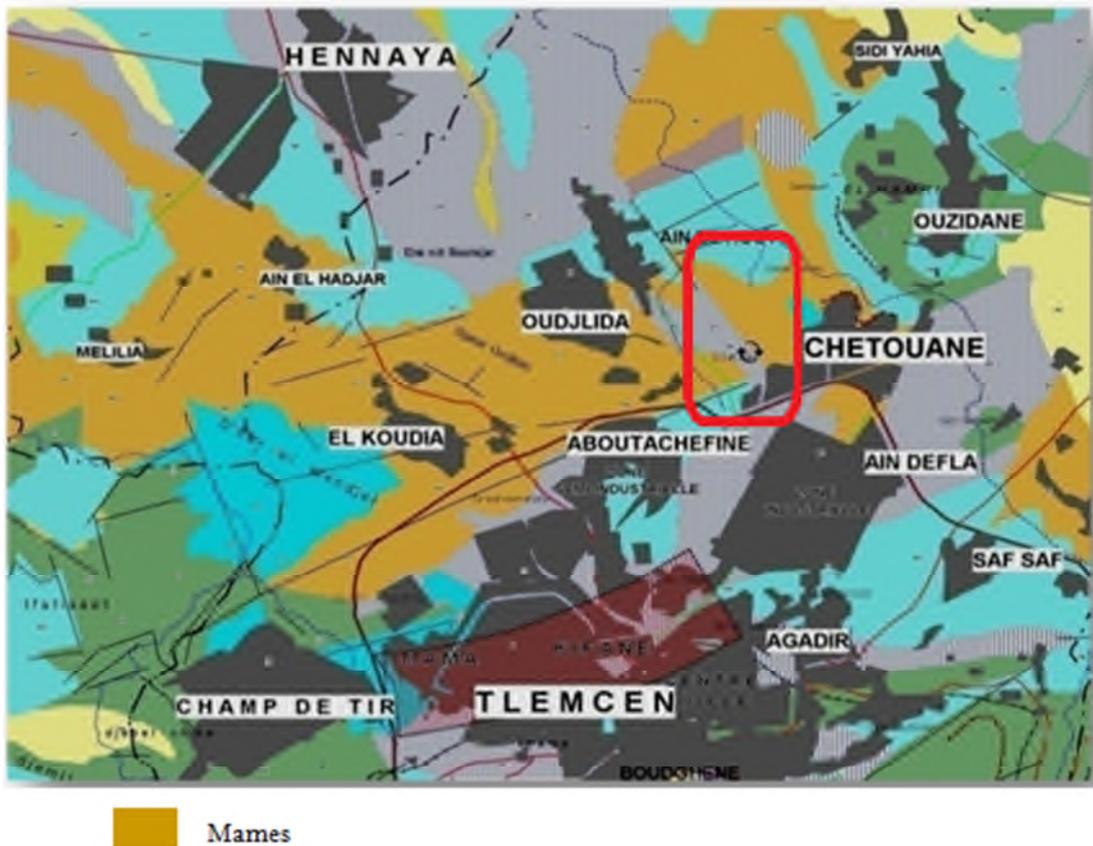
**Figure II.3 :** La carte sismique de l'Algérie

### I.3.3. Géologie :

Selon la carte des formations géologiques (figure II.4) dressée dans le cadre de la révision du PDAU urbain des quatre communes suscitées, le site d'étude est constitué de marnes et de grès helvétiques. Ils sont assez répandus au niveau du groupement et occupent une grande partie de la plaine de Chetouane et Saf-Saf [19].

Cette formation est constituée d'une épaisse série de marnes à texture très fine et coulante en surface, au sein de laquelle de nombreux bancs décimétriques de grès friables jaunes. Leur puissance peut atteindre les 100 mètres.

Toute construction nouvelle doit faire l'objet dans chaque cas, d'une étude géotechnique approfondie [19].



**Figure II.4:** Carte géologique Faisant ressortir la constitution du sol de Chetouane [19].

#### II.3.4. Occupation actuelle du site :

Le périmètre d'intervention du POS est localisé dans un pôle urbain en cours de réalisation, intégrant le pôle universitaire de la ville. Il se caractérise par un dysfonctionnement total, dû particulièrement, à la rupture créée par la rocade de «RN 22 C », mais aussi à la prolifération de l'habitat illicite [19].

Il comprend aussi de l'habitat spontané.. Elle s'est développée sans un plan d'aménagement préétabli. Les constructions y sont disposées de façon anarchique et sans raccordement aux infrastructures de base (alimentation en eau potable, assainissement,..)

En outre, le couvert végétal existant sur le reste du terrain, est de type forestier (broussailles dégradées) [19].

## II.4. Habitats et équipements :

### II.4.1. Habitat :

L'habitat existant dans les limites du périmètre d'intervention du POS est exclusivement individuel (RDC) [19].

### II.4.2. Equipements :

Le périmètre d'étude est doté d'équipements en cours de réalisation (CEM et Ecole Primaire) occupant une superficie globale de 1,23 ha, soit 2 % de la superficie du périmètre d'étude [19].



**Figure II.5:** Quelques équipements existants (école primaire ; CEM)

### II.4.3. Déchets solides :

Les observations sur terrain, sont édifiantes quant au volet relatif à la gestion des déchets. En effet, les amas de divers types de métaux et d'ordures ménagères et des simples sachets domestiques, confirment l'absence de gestion des déchets. La ville de Tlemcen, qui dispose d'un centre d'enfouissement technique (CET) situé au niveau de SafSaf (commune de Chetouane) se limite à une collecte sélective et partielle, d'où la présence de ces décharges sauvages [19].



**Figure II.6 :** Déchets solides

### II.5. Nature juridique :

La nature juridique des terrains dans le périmètre du POS est privée [19].

### II.6. Structure de la population par sexe et par groupe d'âge :

L'examen de la structure par groupe d'âge de la population fait ressortir la prédominance de la tranche d'âge 20-64 ans, représentant 57% de la population totale [19].

**Tableau II.5 :** Structure de la population par sexe et par groupe d'âge [19].

Groupe d'âge	Sexe		Total	%
	Masculin	Féminin		
0-5	48	65	113	18
6-12	51	40	91	14
13-16	16	09	25	4
17-19	14	15	29	4
20-64	182	176	358	57
65 ans et+	09	07	16	03
Total	320	312	632	100

## II.7. Problématique d'Aménagement :

De par sa nature topographique (terrain accidenté), le site du périmètre d'étude est exposé aux problèmes de ruissellement confirmé par la présence d'une Chaabat et d'un Oued, ce qui rend utile lancement une étude de protection de l'agglomération contre les inondations.

Le site est confronté aussi à la contrainte juridique des terrains privés.

L'agglomération de Chetouane est implantée sur un sol caractérisé par la présence de l'argile gonflante, ce qui représente des contraintes sur les structures des bâtiments en induisant des différents risques notamment pour la stabilité, il est donc impératif d'entourer chaque construction par un dallage de 1,5 m minimum pour éviter toute infiltration des eaux.

Face aux nuisances existantes le but recherché est de résoudre tous ces problèmes grâce à des habitations bien structurées, intégrant des commerces et des équipements publics avec des axes d'accès répondants mieux aux exigences de la modernité [19].

## II.8. Situation hydraulique :

### II.8.1. Réseau d'AEP :

Le périmètre d'étude est dépourvu d'un réseau d'alimentation en eau potable vu le caractère illicite des habitations dans la zone d'étude. La population est alimentée par citernes [19].

#### II.8.1.1. Raccordement au réseau d'AEP :

Un taux de 94 % des habitations n'est alimenté que par des citernes d'eau.

**Tableau II.6:** Taux de raccordement au réseau d'AEP [19].

Rattaché au réseau (habitat)	Alimentation par citerne (habitat)	Total
08	122	130
06 %	94%	100%

**II.8.2. Réseau d'Assainissement :**

La zone d'étude est caractérisée par le passage des collecteurs principaux de diamètre Ø400 et Ø500 en Béton, les eaux usées sont assainies vers une station de relevage existante situé à l'extrémité Nord de la zone d'étude, ou les eaux usées sont reprises vers la station d'épuration d'Ain El Hout. La totalité de l'habitat illicite qui situe dans le périmètre d'étude est dépourvue d'un réseau d'assainissement se qui à favorisé à l'utilisation des fosses septique individuelle [19].

**II.8.2.1. Raccordement au réseau d'assainissement :**

94 % des habitations n'est pas raccordé au réseau d'assainissement [19], ce qui a insisté les instances concernées à inscrire un projet d'assainissement pou ladite zone. Le tableau II.7 résume l'état de raccordement au réseau d'assainissement de la zone d'étude

**Tableau II.7:** Taux de raccordement au réseau d'Assainissement [19]

Nbre d'habitation rattachée au réseau	Fosses septiques	Total
08	122	130
06	94	100

## CHAPITRE III :

# EVALUATION DES DEBITS ET DIMENSIONNEMENT DE RESEAU D'ASSAINISSEMENT

### III.1. Origine des eaux usées:

L'origine des eaux résiduaires urbaines (ERU) est principalement domestique (eaux vannes, eaux "grises"); la part d'origine industrielle est généralement croissante avec la taille de l'agglomération [21].

#### III.1.1. Eaux résiduaires urbaines :

##### III.1.1.1. Les eaux résiduaires urbaines domestiques [21]:

Sont constitués de :

**A. Les eaux ménagères :** constituées principalement des rejets de la cuisine (évier et lave-vaisselle) et de la salle de bains (lavabo, douche, baignoire, lave-linge, etc.). Elles contiennent des matières organiques et des produits de lavage.

**B Les eaux vannes :** constituées principalement des rejets des WC et toilettes. Ces eaux contiennent beaucoup de matières organiques.

##### III.1.1.2. Les eaux résiduaires urbaines industrielles [21]:

Les établissements industriels qui rejettent une pollution proportionnellement très importante ou exigeant un traitement spécifique sont généralement dotés d'un système d'épuration autonome. Suivant le niveau de ce traitement, l'effluent industriel rejoint ensuite le milieu récepteur ou le système de collecte et de traitement des ERU.

Conventionnellement, les volumes et pollutions journaliers des effluents industriels sont fréquemment estimés en équivalents habitants correspondant aux valeurs prises par habitant pour les eaux usées domestiques.

Quatre catégories de rejet doivent être distinguées dans l'industrie :

#### **A. Effluents généraux de fabrication:**

La plupart des procédés conduisent à des rejets polluants qui proviennent du contact de l'eau avec des gaz, liquides ou solides.

Les rejets sont soit continus, soit dis continus. Ils peuvent même n'être produits que durant quelques mois par an (campagne dans l'industrie agro-alimentaire, deux mois en sucrerie de betteraves par exemple).

Généralement les flux de pollution sont connus si les fabrications sont régulières, mais si les industries travaillent par campagnes spécifiques (chimie de synthèse, pharmacie, parachimie) l'analyse des rejets est plus difficile, ceux-ci évoluant constamment [21].

**B. Effluents particuliers:**

Certains effluents sont susceptibles d'être séparés soit pour un traitement spécifique avec éventuellement récupération, soit dans un bassin de stockage pour être réinjectés à débit pondéré dans le circuit de traitement tel est le cas des:

- bains de décapage et galvanoplastie; soudes usées; eaux ammoniacales de cokerie,
- condensats de papeterie, eaux mères de l'industrie agro-alimentaire,
- rejets toxiques et rejets concentrés [21].

**C. Effluents des services généraux [21]:**

- Eaux vannes (cantines, etc.).
- Eaux de chaufferie (purges chaudière, éluât de régénération).
- Boues du traitement des eaux d'appoint
- Purges d'eaux de réfrigération

**D. Rejets occasionnels [21]:**

Ceux-ci ne doivent pas être oubliés, ils peuvent correspondre :

- à des fuites accidentelles de produits lors de leur manutention ou de leur stockage,
- à des eaux de lavage de sols,
- à des eaux polluées, dont celles d'orage qui peuvent causer aussi une surcharge hydraulique.

**III.1.2. Les eaux agricoles :**

L'agriculture est une source de pollution des eaux négligeable car elle apporte les engrais et les pesticides. Elle est la cause essentielle des pollutions diffuses. Les eaux agricoles issues de terres cultivées chargés d'engrais nitrates et phosphates, sous une forme ionique ou en quantité telle, qu'ils ne seraient pas finalement retenus par le sol est assimilés par les plantes, conduisent par ruissellement à un enrichissement en matières azotées ou phosphatées des nappes les plus superficielles est des eaux des cours d'eau ou des retenues [22].

**III.1.3. Les eaux pluviales:**

L'urbanisation a augmenté le ruissellement des eaux de pluie. Ces eaux en ruisselant sur les voies, la chaussée et les trottoirs, se chargent de débris, de matières solides, d'huile, etc. qui peuvent être nuisibles pour milieu naturel, la santé publique et même cause des inondations.

Ces eaux peuvent être la cause de pollutions importantes des cours d'eau, notamment pendant les périodes orageuses [22].

### **III.2. Tracé du réseau et choix de variante :**

Avant d'entamer tout calcul de dimensionnement d'un réseau d'assainissement, le tracé de ce dernier doit être défini préalablement, bien ce dernier peut être modifié par les exigences techniques.

L'analyse du POS, de carte topographique et du PDAU de la zone UC8, nous ont aidé à l'adoption d'un découpage de la zone étudiée en quatre zone (A, B, C et D) en respectant la ligne de partage des eaux de ruissellement selon les pentes du terrain, ainsi donc quatre réseaux d'assainissement (I, II, III et IV) sont proposés..

le même tracé pour le calcul des débits et le dimensionnement des quatre réseaux sera utilisé que se soit pour les eaux usées ou pluviales.

La variante d'aménagement choisie pour le tracé et le dimensionnement de réseau d'assainissement est représentée dans la figure III.1:

Figure III.1

### III.3. Evaluation des débits d'eau usée et d'eau pluviale :

Toute étude d'un réseau d'assainissement nécessite une étape initiale primordiale qui est la détermination des débits d'eaux pluviales et usées.

#### III.3.1. Estimation des débits d'eaux usées:

L'eau distribuée pour les différents besoins est rejetée pratiquement en quantité égale avec une perte estimée de 20 %, mais d'une qualité dégradée. Les impuretés contenues dans les eaux usées comprennent des matières organiques, minérales et des huiles (des graisses).

Les calculs des débits d'eaux usées portent essentiellement sur l'estimation des quantités des rejets liquides provenant des habitations et lieux d'activités.

L'évaluation quantitative des rejets peut donc se caractériser en fonction de type d'agglomération et des diverses catégories d'occupation des sols [23].

#### III.3.2. Estimation des rejets d'eau usée pour l'horizon 2025 :

Nous avons choisis un horizon de 10 ans pour faire l'estimation des rejets d'eau usée.

##### III.3.2.1. Evaluation des débits d'eaux usées des équipements:

Le débit d'eau est la somme de plusieurs eaux de provenances différentes, Les débits des équipements seront comptabilisés dans le débit d'eau usée d'origine domestique, ainsi que pour les eaux rejetées par les services publics.

On peut estimer le débit de l'équipement (tableau III.1) par l'équation suivante :

$$Q_{moyj}(équi) = \frac{Kr \cdot D \cdot N}{86400} \dots \dots \dots (III.1)$$

**Avec:**

Q<sub>eu</sub>(équi): Débit moyen rejeté quotidiennement en (m<sup>3</sup>/j);

K<sub>r</sub> : Coefficient de rejet pris égal à 80% de la quantité d'eau potable consommée;

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

D : Dotation journalière ou la consommation en eau potable (l/j/hab)

**Tableau III.1:** Estimation des débits des équipements [19]:

N° sous bassins	Type d'équipement *	Surface (ha) *	Nombre de consommateurs [24]	Dotation (l/j/hab) *	Q <sub>ept</sub> (m <sup>3</sup> /j)	Q <sub>eu</sub> (équi) (m <sup>3</sup> /j)	Q <sub>eu</sub> total(équi) (m <sup>3</sup> /j)
I	CEM	1,50	380	20	0.088	0.07	1.217
	École primaire	0,25	190	20	0.044	0.04	
	École primaire	0,48	190	20	0.044	0.04	
	Mosquée	0,34	500	80	0.46	0.37	
	Lycée	0,60	750	20	0.17	0.14	
	Bibliothèque	0,40	50	20	0.012	0.01	
	Centre de santé	0,46	200	20	0.046	0.037	
	Sureté urbaine	0,13	100	50	0.058	0.05	
	Marché quotidien	0,26	200	10	0.023	0.02	
	Équipement sportif	0,24	1000	20	0.23	0.2	
	CET	0,85	2000	10	0.23	0.2	
	Réserve équipement	0,20	250	10	0.029	0.02	
	Réserve équipement	0,14	250	10	0.029	0.02	
II	Mosquée	0,23	500	80	0.46	0.37	0.41
	Réserve équipement	0,21	250	10	0.029	0.02	
	Réserve équipement	0,12	250	10	0.029	0.02	

\* fournis par la subdivision des ressources en eau de Chetouane.

### III.3.2.2. Evaluation des débits d'eaux usées domestiques:

#### a. Estimation de la population des quatre zones :

Le recensement effectué en 2013 dans la localité de l'UC8 flanc nord Chetouane a donné 632 habitants [19] et un taux d'accroissement de 3,1 d'après le centre d'étude et de réalisations en urbanisme.

La partie aménagée est seulement une part de la zone B.

Selon un TOL de 05 personnes par logement, la population attendue serait de 8370habitants [19].

Donc on va calculer la population attendue pour chaque zone en fonction de la surface :

#### Zone A :

Surface projeté :  $184640\text{m}^2=18.46\text{ ha}$

34.26 ha  $\rightarrow$  8370 hab

18.46 ha  $\rightarrow$   $P_1$

$$P_1=4510\text{ hab}$$

#### Zone B :

Surface projeté :  $30999\text{ m}^2=3.1\text{ ha}$

34.26 ha  $\rightarrow$  8370 hab

3.1ha  $\rightarrow$   $P_2$

$P_2=758\text{ hab}$

✚ Le calcul du nombre d'habitant futur s'obtient par la formule de Tabassaran (in [15]):

$$P_f = P_0 \cdot (1 + I)^n \dots\dots\dots \text{(III.2)}$$

#### Avec:

$P_f$  = population futur ;

$I$  = taux d'accroissement estimé en pourcentage (03,1%) ;

$P_0$  = population actuelle(632)

$n$  = nombre d'année (12 ans)

$P_f$  =912 habitants

Donc la population de la zone B sera :

$$P_B = P_{2+} P_f$$

$$P_B = 1669 \text{ hab}$$

**Zone C :**

Surface projeté :  $85815 \text{ m}^2 = 8.58 \text{ ha}$

34.26 ha  $\rightarrow$  8370 hab

8.58 ha  $\rightarrow$   $P_3$

$$P_3 = 2096 \text{ hab}$$

**Zone D :**

Surface projeté :  $41209.89 \text{ m}^2 = 4.12 \text{ ha}$

34.26 ha  $\rightarrow$  8370 hab

4.12 ha  $\rightarrow$   $P_1$

$$P_4 = 1007 \text{ hab}$$

**b. Estimation des débits moyens journaliers des rejets d'eaux usées :**

Le calcul des rejets domestiques journaliers (Tableau III.2) se fait par la relation suivante :

$$Q_{eud} = Kr \cdot (Pf \cdot d) / 1000 \dots\dots\dots (III.3)$$

**Avec:**

$Kr$  : Coefficient de rejet pris égal à 80% de la quantité d'eau potable consommée ;

$Q_{eud}$  = rejet domestiques journalier ( $\text{m}^3/\text{j}$ ) ;

$P_f$  = population futur (hab) ;

$d$  = dotation AEP journalière par habitant (150 l/j/hab).

**Tableau III.2:** Estimation des débits d'eaux usées domestique.

Commune de l'UC8 flanc nord chetouane	Population (hab)	Dotation (l/j/hab)	Qeud (m <sup>3</sup> /j)
<b>Zone A</b>	4510	150	541.2
<b>Zone B</b>	1669	150	202.8
<b>Zone C</b>	2096	150	251.52
<b>Zone D</b>	1007	150	120.84

Donc des rejets d'eau usée pour l'horizon 2025 pour les 04 zones sont résumés dans le tableau III.3 suivant sachant que :

$$Q_{eu} = Q_{eu} (\text{équi}) + Q_{eud} \dots\dots\dots (III.4)$$

**Tableau III.3:** Les rejets d'eaux usées pour l'horizon 2025

	Qeu (équi) (m <sup>3</sup> /j)	Qeud(m <sup>3</sup> /j)	Q eu (m <sup>3</sup> /j)	Q eu (l/s)
Zone A	1.217	541.2	542.417	6.28
Zone B	0.41	202.8	203.21	2.35
Zone C	-	251.52	251.52	2.91
Zone D	-	120.84	120.84	1.40

**c. Calcul les débits de pointe des tronçons de chaque zone :**

- La longueur totale du réseau 1 (LT1) = 7279.5 m
- La longueur totale du réseau 2 (LT2) = 3588.1 m
- La longueur totale du réseau 3 (LT3) = 3782.7 m
- La longueur totale du réseau 4 (LT4) = 1115.5 m

Le débit spécifique d'eau usée est donné par la formule :

$$Q_{sp} = \frac{Q_{eu}}{LT} \dots\dots\dots (III.5)$$

Donc :

Qsp I= 0.0009 l/s/m

Qsp II=0.0006 l/s/m

Qsp III= 0.0007 l/s/m

Qsp IV = 0.0012 l/s/m

Qmr : débit de route.

Qme: débit entrant.

Qms: débit sortant.

P: coefficient de pointe du débit entrant(Pe) et débit sortant(Ps).

❖ **Zone A :**

Le réseau de la zone A est représenté dans la figure.III.2, le détail des calculs des transitant dans chaque tronçon du réseau est résumé dans le tableau III.4.

**Tableau III.4 :** calcul des débits et répartition sur les tronçons de la zone (A).

Tronçon	surface	Ltr	Qsp	Qmr	Qme	Qms	Pe- Ps	Qpe		Qpf(l/s)	Qpf (m3/s)
								Qpe	Qps		
A1-A3	12567,9	216	0,0009	0,194	0	0,194	0	0	0,388	0,000388	
							4	0,777			
A2-A3	7173,3	183,6	0,0009	0,165	0	0,165	0	0	0,330	0,000330	
							4	0,660			
A3-A5	1370,5	54	0,0009	0,048	0,359	0,408	4	1,438	1,535	0,001535	
							4	1,632			
A4-A5	8485,5	189	0,0009	0,170	0	0,17	0	0	0,340	0,000340	
							4	0,680			
A5-A7	2041,2	51,3	0,0009	0,046	0,578	0,624	4	2,313	2,405	0,002405	
							4	2,498			
A6-A7	8077,3	210,6	0,0009	0,189	0	0,189	0	0	0,379	0,000379	
							4	0,758			
A7-A9	2216,1	54	0,0009	0,048	0,814	0,862	4	3,256	3,353	0,003353	
							4	3,450			
A8-A9	8164,8	232,2	0,0009	0,208	0	0,208	0	0	0,417	0,000417	
							4	0,835			
A9-A11	3324,2	91,8	0,0009	0,082	1,071	1,15	3,91	4,190	4,299	0,004299	
							3,82	4,409			
A10-A11	6289,5	135	0,0009	0,12	0	0,121	0	0	0,243	0,000243	
							4	0,486			
A11-A13	1020,6	54	0,0009	0,048	1,275	1,324	3,71	4,733	4,796	0,004796	
							3,67	4,860			
A12-A13	5861,1	140,4	0,0009	0,126	0	0,126	0	0	0,252	0,000252	
							4	0,505			
A13-A17	1487,1	64,8	0,0009	0,058	1,450	1,509	3,57	5,179	5,260	0,005260	
							3,54	5,341			
A14-A16	2361,9	62,1	0,0009	0,055	0	0,055	0	0	0,111	0,000111	
							4	0,223			
A15-A16	5044,6	81	0,0009	0,072	0	0,072	0	0	0,145	0,000145	
							4	0,291			

CHAPITRE III: Evaluation des débits et dimensionnement de réseau d'assainissement

A16-A17	5190,4	113,4	0,0009	0,102	0,128	0,230	4	0,515	0,719	0,000719
							4	0,923		
A17-A20	2245,3	70,2	0,0009	0,063	1,739	1,803	3,4	5,915	5,98	0,00598
							3,36	6,058		
A18-A20	5277,9	140,4	0,0009	0,126	0	0,126	0	0	0,252	0,000252
							4	0,505		
A20-A22	2507,7	67,5	0,0009	0,060	1,929	1,990	3,29	6,347	6,427	0,006427
							3,27	6,507		
A21-A22	3645	97,2	0,0009	0,087	0	0,087	0	0	0,174	0,00017
							4	0,349		
A22-A30	3936,6	148,5	0,0009	0,133	2,077	2,211	3,23	6,710	6,871	0,006871
							3,18	7,031		
A23-A29	6852,6	205,2	0,0009	0,184	0	0,184	0	0	0,369	0,000369
							4	0,738		
A24-A26	4986,3	118,8	0,0009	0,106	0	0,106	0	0	0,213	0,000213
							4	0,427		
A25-A26	7639,9	140,4	0,0009	0,126	0	0,126	0	0	0,252	0,000252
							4	0,505		
A26-A28	1341,3	37,8	0,0009	0,034	0,233	0,267	4	0,933	1,001	0,001001
							4	1,069		
A27-A28	2187	48,6	0,0009	0,043	0	0,043	0	0	0,087	0,000087
							4	0,174		
A28-A29	4840,5	140,6	0,0009	0,126	0,311	0,437	4	1,244	1,497	0,001497
							4	1,750		
A29-A30	612,3	32,7	0,0009	0,029	0,622	0,651	4	2,489	2,547	0,002547
							4	2,606		
A30-A32	787,3	48,6	0,0009	0,043	2,863	2,906	2,97	8,503	8,553	0,008553
							2,96	8,603		
A31-A32	2361,9	59,4	0,0009	0,053	0	0,053	0	0	0,106	0,000106
							4	0,213		
A32-A34	1866,2	54	0,0009	0,048	2,960	3,008	2,95	8,732	8,789	0,008789
							2,94	8,845		
A33-A34	1662,1	43,2	0,0009	0,038	0	0,038	0	0	0,077	0,000077
							4	0,155		
A34-A45	3557,5	132,3	0,0009	0,119	3,047	3,166	2,93	8,929	9,056	0,009056
							2,9	9,183		
A35-A37	7814,8	280,8	0,0009	0,252	0	0,252	0	0	0,505	0,000505
							4	1,010		
A36-A37	1545,4	64,8	0,0009	0,058	0	0,058	0	0	0,116	0,000116
							4	0,233		
A37-A43	2916	86,4	0,0009	0,077	0,311	0,388	4	1,244	1,399	0,001399
							4	1,555		
A38-A40	7639,9	140,4	0,0009	0,126	0	0,126	0	0	0,252	0,000252
							4	0,505		
A39-A40	1370,5	54	0,0009	0,048	0	0,048	0	0	0,097	0,000097

CHAPITRE III: Evaluation des débits et dimensionnement de réseau d'assainissement

							4	0,194		
A40-A42	4519,8	135	0,0009	0,12	0,175	0,296	4	0,699	0,941	0,000941
							4	1,184		
A41-A42	1778,7	43,2	0,0009	0,038	0	0,038	0	0	0,077	0,000077
							4	0,155		
A42-A43	495,7	27	0,0009	0,024	0,335	0,359	4	1,341	1,389	0,001389
							4	1,438		
A43-A45	2099,5	86,4	0,0009	0,077	0,748	0,826	4	2,993	3,112	0,003112
							3,91	3,230		
A45-A50	662,2	43,2	0,0009	0,038	3,99	4,031	2,75	10,98	11,013	0,011013
							2,74	11,047		
A46-A48	7669	151,2	0,0009	0,136	0	0,136	0	0	0,272	0,000272
							4	0,544		
A47-A48	5540,4	140,4	0,0009	0,126	0	0,126	0	0	0,252	0,000252
							4	0,505		
A48-A50	2391,1	97,2	0,0009	0,087	0,262	0,349	4	1,049	1,224	0,001224
							4	1,399		
A49-A50	1749,6	54	0,0009	0,048	0	0,048	0	0	0,097	0,000097
							4	0,19		
A50-A54	1603,8	43,2	0,0009	0,038	0,398	0,437	4	1,594	1,671	0,001671
							4	1,749		
A51-A53	2828,5	86,4	0,0009	0,077	0	0,077	0	0	0,155	0,000155
							4	0,311		
A52-A53	5307,1	226,8	0,0009	0,204	0	0,204	0	0	0,408	0,000408
							4	0,816		
A53-A54	845,6	16,2	0,0009	0,014	0,281	0,296	4	1,127	1,15	0,00115
							4	1,185		
A54-A60	1963,7	70,2	0,0009	0,063	0,733	0,797	4	2,935	3,061	0,003061
							4	3,188		
A55-A57	670,6	27	0,0009	0,024	0	0,024	0	0	0,048	0,000048
							4	0,097		
A56-A57	583,2	27	0,0009	0,024	0	0,024	0	0	0,048	0,000048
							4	0,097		
A57-A59	1224,7	48,6	0,0009	0,043	0,048	0,092	4	0,194	0,281	0,000281
							4	0,369		
A58-A59	1574,6	27	0,0009	0,024	0	0,024	0	0	0,048	0,000048
							4	0,097		
A59-A60	2507,7	108	0,0009	0,097	0,116	0,213	4	0,466	0,660	0,000660
							4	0,855		
A60-A77	291,6	16,2	0,0009	0,014	1,010	1,025	3,98	4,02	4,047	0,004047
							3,97	4,071		
A61-A63	5832	91,8	0,0009	0,082	0	0,082	0	0	0,165	0,000165
							4	0,330		
A62-A63	903,9	40,5	0,0009	0,036	0	0,036	0	0	0,072	0,000072
							4	0,145		

CHAPITRE III: Evaluation des débits et dimensionnement de réseau d'assainissement

A63-A66	933,1	40,5	0,0009	0,036	0,119	0,155	4	0,476	0,549	0,000549
							4	0,622		
A64-A65	7231,6	151,2	0,0009	0,136	0	0,136	0	0	0,272	0,000272
							4	0,544		
A65-A66	816,4	35,1	0,0009	0,031	0,136	0,167	4	0,544	0,607	0,000607
							4	0,670		
A66-A68	2332,8	81	0,0009	0,072	0,323	0,396	4	1,292	1,438	0,001438
							4	1,584		
A67-A68	1312,2	48,6	0,0009	0,043	0	0,043	0	0	0,087	0,000087
							4	0,174		
A68-A70	1020,6	40,5	0,0009	0,036	0,439	0,476	4	1,759	1,832	0,001832
							4	1,905		
A69-A70	874,8	21,6	0,0009	0,019	0	0,019	0	0	0,038	0,000038
							4	0,077		
A70-A76	1312,2	59,4	0,0009	0,053	0,495	0,549	4	1,982	2,08	0,00208
							4	2,196		
A71-A73	2216,1	81	0,0009	0,072	0	0,072	0	0	0,145	0,000145
							4	0,291		
A72-A73	2041,2	54	0,0009	0,048	0	0,048	0	0	0,097	0,000097
							4	0,194		
A73-A75	2566	54	0,0009	0,048	0,121	0,170	4	0,486	0,583	0,000583
							4	0,680		
A74-A75	991,4	32,4	0,0009	0,029	0	0,029	0	0	0,0583	0,0000583
							4	0,116		
A75-A76	1837	76,9	0,0009	0,069	0,199	0,268	4	0,797	0,935	0,000935
							4	1,073		
A76-A77	1807,9	54	0,0009	0,048	0,817	0,866	4	3,2706	3,367	0,003367
							4	3,465		
A78-A80	3674,1	91,8	0,0009	0,082	0	0,082	0	0	0,165	0,000165
							4	0,330		
A79-A80	845,6	37,8	0,0009	0,034	0	0,034	0	0	0,068	0,000068
							4	0,136		
A81-A83	1545,4	54	0,0009	0,048	0	0,048	0	0	0,097	0,000097
							4	0,194		
A82-A83	13413,6	253,8	0,0009	0,228	0	0,228	0	0	0,456	0,000456
							4	0,913		
A80-A85	349,9	21,6	0,0009	0,019	0,116	0,136	4	0,466	0,505	0,000505
							4	0,544		
A83-A85	1895,4	64,8	0,0009	0,058	0,277	0,335	4	1,108	1,224	0,001224
							4	1,341		
A84-A85	3295	91,8	0,0009	0,082	0	0,082	0	0	0,165	0,000165
							4	0,33048		
A85-A77	816,4	37,8	0,0009	0,034	0,554	0,588	4	2,216	2,284	0,002284
							4	2,352		
A77-A86	1778,7	48,6	0,0009	0,043	2,479	2,523	3,08	7,637	7,692	0,007692

							3,07	7,747		
--	--	--	--	--	--	--	------	-------	--	--

❖ **Zone B :**

Le réseau de la zone B est représenté dans la figure.III.3, le détail des calculs des transitant dans chaque tronçon du réseau est résumé dans le tableau III.5.

**Tableau III.5 :** calcul des débits et répartition sur les tronçons de la zone (B).

Tronçon	surface	Ltr	Qsp	Qmr	Qme	Qms	pe- Ps	Qpe		Qpf(l/s)	Qpf (m3/s)
								Qps			
B1-B2	7960,6	102,6	0,0006	0,061	0	0,061	0	0	0,123	0,000123	
							4	0,246			
B15-B2	2245,2	81	0,0006	0,048	0	0,048	0	0	0,097	0,000097	
							4	0,194			
B2-B7	2916	91,8	0,0006	0,055	0,110	0,165	4	0,440	0,550	0,000550	
							4	0,660			
B3-B7	5482	102,6	0,0006	0,061	0	0,061	0	0	0,123	0,000123	
							4	0,246			
B4-B6	2391,1	91,8	0,0006	0,055	0	0,055	0	0	0,110	0,000110	
							4	0,220			
B5-B6	3149,2	75,6	0,0006	0,045	0	0,045	0	0	0,090	0,000090	
							4	0,181			
B6-B7	933,1	43,2	0,0006	0,025	0,100	0,126	4	0,401	0,453	0,000453	
							4	0,505			
B7-B9	1516,3	40,3	0,0006	0,024	0,353	0,377	4	1,412	1,461	0,001461	
							4	1,509			
B8-B9	3470	118,8	0,0006	0,071	0	0,071	0	0	0,142	0,000142	
							4	0,285			
B9-B11	1108	35,1	0,0006	0,021	0,448	0,469	4	1,794	1,836	0,001836	
							4	1,878			
B10-B11	3061,8	118,8	0,0006	0,071	0	0,071	0	0	0,142	0,000142	
							4	0,285			
B11-B17	349,9	21,6	0,0006	0,012	0,541	0,553	4	2,163	2,189	0,002189	
							4	2,215			
B12-B14	1253,8	37,8	0,0006	0,022	0	0,022	0	0	0,045	0,000045	
							4	0,090			
B13-B14	3645	64,8	0,0006	0,038	0	0,038	0	0	0,077	0,000077	
							4	0,155			
B14-B16	1312,2	70,2	0,0006	0,042	0,061	0,103	4	0,246	0,330	0,000330	
							4	0,414			
B16-B17	4957,2	183,6	0,0006	0,110	0,103	0,213	4	0,414	0,635	0,000635	
							4	0,855			
B17-B21	3586,6	162	0,0006	0,097	0,767	0,864	4	3,071	3,265	0,003265	
							4	3,459			
B18-B20	4140,7	145,8	0,0006	0,087	0	0,087	0	0	0,174	0,000174	
							4	0,349			

CHAPITRE III: Evaluation des débits et dimensionnement de réseau d'assainissement

B19-B20	5073,8	162	0,0006	0,097	0	0,097	0	0	0,194	0,000194
							4	0,388		
B20-B21	933,1	32,4	0,0006	0,019	0,184	0,204	4	0,738	0,77	0,00077
							4	0,816		
B21-B23	1662,1	43,2	0,0006	0,025	1,069	1,09	3,92	4,190	4,225	0,004225
							3,89	4,259		
B22-B23	2624,4	124,2	0,0006	0,074	0	0,074	0	0	0,149	0,000149
							4	0,298		
B24-B26	4869,7	178,2	0,0006	0,106	0	0,106	0	0	0,213	0,000213
							4	0,427		
B25-B26	495,7	27	0,0006	0,016	0	0,016	0	0	0,032	0,000032
							4	0,064		
B26-B28	1283	70,2	0,0006	0,042	0,123	0,165	4	0,492	0,576	0,000576
							4	0,660		
B27-B28	1603,8	37,8	0,0006	0,022	0	0,022	0	0	0,045	0,000045
							4	0,090		
B28-B29	874,8	48,6	0,0006	0,029	0,187	0,217	4	0,751	0,81	0,00081
							4	0,868		
B23-B29	1516,3	54	0,0006	0,032	1,169	1,201	3,82	4,467	4,505	0,004505
							3,78	4,543		
B29-B50	816,4	18,9	0,0006	0,011	1,419	1,430	3,6	5,108	5,121	0,005121
							3,59	5,134		
B30-B32	1516,3	43,2	0,0006	0,025	0	0,025	0	0	0,051	0,000051
							4	0,103		
B31-B32	804,2	21,6	0,0006	0,012	0	0,012	0	0	0,025	0,000025
							4	0,051		
B32-B34	1370,5	75,6	0,0006	0,045	0,038	0,084	4	0,155	0,246	0,000246
							4	0,336		
B33-B34	874,8	27	0,0006	0,016	0	0,016	0	0	0,032	0,000032
							4	0,06		
B34-B36	1458	86,4	0,0006	0,051	0,100	0,152	4	0,401	0,505	0,000505
							4	0,609		
B35-B36	2099,5	72,9	0,0006	0,043	0	0,043	0	0	0,087	0,000087
							4	0,174		
B36-B38	1691,2	48,6	0,0006	0,029	0,196	0,225	4	0,784	0,84	0,00084
							4	0,900		
B37-B38	933,1	27	0,0006	0,016	0	0,016	0	0	0,032	0,000032
							4	0,064		
B38-B49	1749,6	54	0,0006	0,032	0,241	0,273	4	0,965	1,030	0,001030
							4	1,095		
B39-B41	3499,2	102,6	0,0006	0,061	0	0,061	0	0	0,123	0,000123
							4	0,246		
B40-B41	991,4	48,6	0,0006	0,029	0	0,029	0	0	0,058	0,000058
							4	0,116		
B41-B43	437,4	21,6	0,0006	0,012	0,090	0,103	4	0,362	0,388	0,000388

CHAPITRE III: Evaluation des débits et dimensionnement de réseau d'assainissement

							4	0,414		
B42-B43	2420,2	108	0,0006	0,064	0	0,064	0	0	0,129	0,000129
							4	0,25		
B43-B48	1574,6	54	0,0006	0,032	0,168	0,200	4	0,673	0,738	0,000738
							4	0,803		
B46-B47	3470	70,2	0,0006	0,042	0	0,042	0	0	0,084	0,000084
							4	0,168		
B44-B47	1644,6	54	0,0006	0,032	0	0,032	0	0	0,064	0,000064
							4	0,129		
B47-B48	3289,2	54	0,0006	0,032	0,074	0,106	4	0,298	0,362	0,000362
							4	0,427		
B45-B48	3499,2	97,2	0,0006	0,058	0	0,058	0	0	0,116	0,000116
							4	0,233		
B48-B49	2916	62,1	0,0006	0,037	0,366	0,403	4	1,464	1,53	0,00153
							4	1,613		
B49-B50	816,4	27	0,0006	0,016	0,677	0,693	4	2,708	2,741	0,002741
							4	2,773		
B50-B51	408,2	48,6	0,0006	0,029	2,123	2,152	3,21	6,817	6,8531	0,0068531
							3,2	6,889		

❖ zone C :

Le réseau de la zone C est représenté dans la figure.III.4, le détail des calculs des transitant dans chaque tronçon du réseau est résumé dans le tableau III.6.

**Tableau III.6 :** calcul des débits et répartition sur les tronçons de la zone (C).

Tronçon	surface	Ltr	Qsp	Qmr	Qme	Qms	Pe-Ps	Qpe	Qpf(l/s)	Qpf (m3/s)
								Qps		
C1-C3	5511,2	135	0,0007	0,094	0	0,094	0	0	0,189	0,000189
							4	0,378		
C2-C3	1399,6	37,8	0,0007	0,026	0	0,026	0	0	0,052	0,000052
							4	0,105		
C3-C5	4519,8	113,4	0,0007	0,079	0,121	0,200	4	0,483	0,642	0,000642
							4	0,801		
C4-C5	2303,6	59,4	0,0007	0,041	0	0,041	0	0	0,083	0,000083
							4	0,166		
C5-C7	2566	64,8	0,0007	0,045	0,241	0,287	4	0,967	1,057	0,001057
							4	1,480		
C6-C7	4665,6	140,4	0,0007	0,098	0	0,098	0	0	0,196	0,000196
							4	0,393		
C7-C9	1487,1	48,6	0,0007	0,034	0,385	0,419	4	1,542	1,610	0,001610
							4	1,678		
C8-C9	5307,1	129,6	0,0007	0,090	0	0,090	0	0	0,181	0,000181
							4	0,362		
C9-C11	1778,7	54	0,0007	0,037	0,510	0,54	4	2,041	2,11	0,00211
							4	2,192		
C10-C11	4228,2	124,2	0,0007	0,086	0	0,086	0	0	0,173	0,000173
							4	0,347		
C11-C21	4199	102,6	0,0007	0,071	0,635	0,706	4	2,540	2,68	0,00268
							4	2,827		
C12-C14	6794,2	140,4	0,0007	0,098	0	0,098	0	0	0,196	0,000196
							4	0,393		
C13-C14	1574,6	48,6	0,0007	0,034	0	0,034	0	0	0,068	0,000068
							4	0,136		
C14-C16	4140,7	129,6	0,0007	0,090	0,132	0,223	4	0,529	0,710	0,000710
							4	0,892		
C15-C16	2945,1	75,6	0,0007	0,052	0	0,052	0	0	0,105	0,000105
							4	0,211		
C16-C18	2012	67,5	0,0007	0,047	0,275	0,323	4	1,103	1,198	0,001198
							4	1,292		
C17-C18	2857,6	81	0,0007	0,056	0	0,05	0	0	0,11	0,00011
							4	0,226		
C18-C20	1253,8	54	0,0007	0,037	0,379	0,417	4	1,519	1,595	0,001595
							4	1,670		
C19-C20	2741	86,4	0,0007	0,060	0	0,060	0	0	0,120	0,000120
							4	0,241		

CHAPITRE III: Evaluation des débits et dimensionnement de réseau d'assainissement

C20-C21	1428,8	54	0,0007	0,037	0,478	0,515	4	1,912	1,988	0,001988
							4	2,063		
C21-C28	1662,1	59,4	0,0007	0,041	0,706	0,748	4	2,827	2,91	0,00291
							4	2,993		
C22-C24	4374	89,1	0,0007	0,062	0	0,062	0	0	0,124	0,000124
							4	0,249		
C23-C24	2653,5	43,2	0,0007	0,030	0	0,030	0	0	0,060	0,000060
							4	0,120		
C24-C27	1399,6	54	0,0007	0,037	0,092	0,130	4	0,370	0,446	0,000446
							4	0,521		
C25-C27	3149,2	72,9	0,0007	0,051	0	0,051	0	0	0,102	0,000102
							4	0,204		
C27-C28	3878,2	108	0,0007	0,075	0,181	0,257	4	0,725	0,876	0,000876
							4	1,028		
C28-C31	1166,4	37,8	0,0007	0,026	1,005	1,031	3,99	4,011	4,049	0,004049
							3,96	4,086		
C26-C30	1428,8	43,2	0,0007	0,030	0	0,030	0	0	0,060	0,000060
							4	0,120		
C29-C30	4578,1	86,4	0,0007	0,060	0	0,060	0	0	0,120	0,000120
							4	0,241		
C30-C31	3528,3	108	0,0007	0,075	0,090	0,166	4	0,362	0,514	0,000514
							4	0,665		
C31-C33	641,5	32,4	0,0007	0,022	1,198	1,220	3,79	4,541	4,566	0,004566
							3,76	4,590		
C32-C33	6065,2	183,6	0,0007	0,128	0	0,128	0	0	0,257	0,000257
							4	0,514		
C33-C39	612,3	27	0,0007	0,018	1,349	1,368	3,65	4,925	4,953	0,004953
							3,64	4,980		
C34-C36	6473,5	118,8	0,0007	0,083	0	0,083	0	0	0,166	0,000166
							4	0,332		
C35-C36	1749,6	43,2	0,0007	0,030	0	0,030	0	0	0,060	0,000060
							4	0,120		
C36-C38	1603,8	248,4	0,0007	0,173	0,113	0,287	4	0,453	0,801	0,000801
							4	1,149		
C37-C38	379	32,4	0,0007	0,022	0	0,022	0	0	0,045	0,000045
							4	0,090		
C38-C'38	1195,5	189	0,0007	0,132	0,31	0,442	4	1,239	1,504	0,001504
							4	1,769		
C'38-C41	1195,6	189	0,0007	0,132	0,442	0,574	4	1,769	2,033	0,002033
							4	2,298		
C40-C41	641,5	27	0,0007	0,018	0	0,018	0	0	0,037	0,000037
							4	0,075		
C41-C39	2274,4	205,2	0,0007	0,143	0,461	0,604	4	1,844	2,131	0,002131
							4	2,419		
C39-C42	320,7	64,8	0,0007	0,045	1,973	2,018	3,28	6,471	6,526	0,006526

							3,26	6,580		
--	--	--	--	--	--	--	------	-------	--	--

❖ **Zone D :**

Le réseau de la zone D est représenté dans la figure.III.5, le détail des calculs des transitant dans chaque tronçon du réseau est résumé dans le tableau III.7.

**Tableau III.7 :** calcul des débits et répartition sur les tronçons de la zone (D).

Tronçon	surface	Ltr	Qsp	Qmr	Qme	Qms	Pe- Ps	Qpe	Qpf(l/s)	Qpf (m3/s)
								Qps		
D1-D3	7245,8	161	0,0012	0,193	0	0,193	0	0	0,386	0,000386
							4	0,77		
D2-D3	5420,5	120,2	0,0012	0,144	0	0,144	0	0	0,288	0,000288
							4	0,576		
D3-D6	1184,6	41	0,0012	0,049	0,337	0,386	4	1,349	1,448	0,001448
							4	1,546		
D4-D6	5386,4	123	0,0012	0,147	0	0,147	0	0	0,29	0,00029
							4	0,590		
D5-D6	1253,7	31,4	0,0012	0,037	0	0,037	0	0	0,075	0,000075
							4	0,150		
D6-D8	2458,5	58,7	0,0012	0,070	0,571	0,642	4	2,287	2,428	0,002428
							4	2,569		
D7-D8	1795,4	68,3	0,0012	0,081	0	0,081	0	0	0,163	0,000163
							4	0,327		
D9-D11	1625,5	38,2	0,0012	0,045	0	0,045	0	0	0,091	0,000091
							4	0,183		
D10-D11	4476,7	92,8	0,0012	0,111	0	0,111	0	0	0,222	0,000222
							4	0,445		
D11-D13	4295,2	61,5	0,0012	0,073	0,157	0,231	4	0,62	0,776	0,000776
							4	0,924		
D12-D13	1286,4	54,6	0,0012	0,065	0	0,065	0	0	0,1310	0,0001310
							4	0,262		
D8-D15	1489,5	65,6	0,0012	0,078	0,724	0,803	4	2,897	3,054	0,003054
							4	3,212		
D13-D15	1124,7	36,8	0,0012	0,044	0,296	0,340	4	1,186	1,274	0,001274
							4	1,362		
D14-D15	5820,5	148,8	0,0012	0,178	0	0,178	0	0	0,357	0,000357
							4	0,714		
D15-D16	345,6	13,6	0,0012	0,016	1,322	1,338	3,67	4,852	4,876	0,004876
							3,66	4,89		



### III.3.2. Evaluation des débits d'eaux pluviales:

Si on fait une comparaison entre la quantité d'eaux usées et d'eaux pluviales issues d'une agglomération, on constatera une nette différence entre les deux, telle que les eaux pluviales représentent la majeure partie [09].

Pour calculer les débits d'eaux pluviales il existe différentes méthodes qui sont adaptées à des bassins versants urbanisés. Cependant, ceux qui ont été testés et calés sur des bassins urbains tropicaux sont : la méthode rationnelle et le modèle de Caquot qui sont plus adaptées pour des bassins versants urbanisés et donnent directement le débit de pointe à l'exutoire contrairement aux autres qui ne fournissent que l'hydrogramme de ruissellement [25] [05].

#### III.3.2.1. Méthode de Caquot :

La méthode de Caquot permet aussi de calculer le débit de pointe. Elle représente une évolution de la méthode rationnelle en évitant d'être limité par l'estimation du temps de concentration d'une part, et en prenant en compte les possibilités de stockage des eaux sur le bassin versant d'autre part [26].

Cette méthode appelée aussi méthode superficielle ne s'applique qu'au milieu urbain.

La formule est exprimée comme suit :

$$Q = k^{1/u} \cdot I^{v/u} \cdot C^{1/u} \cdot A^{w/u} \dots\dots\dots \text{(III.6)}$$

**Avec :**

Qbrute: Débit de brute en m<sup>3</sup>/s ;

I : pente moyenne du bassin versant en m/m ;

C : coefficient de ruissellement ;

A : superficie du bassin versant en Hectares ;

K .U.W.V dépend des coefficients de Montana a et b :

$$K=0.5^b \cdot (a/6.6)$$

$$U=1+0.287b \quad \text{avec } (0 < U < 1)$$

$$V = -0.41b$$

$$W = 0.95 + 0.507b$$

a et b coefficient dépendant de la région géographique et de la période retour.

Le débit brute ainsi calculé doit être corrigé pour avoir le débit de pointe par un coefficient d'influence m dont la formule est :

$$m = (M/2)^u \dots\dots\dots \text{(III.7)}$$

$$u = \frac{0.84b}{1+0.287b} \dots\dots\dots \text{(III.8)}$$

Avec :

M coefficient de l'allongement définit comme étant le rapport du plus long cheminement hydraulique « L » en (mètre ou hectomètre) à la racine carré de la surface en (mètre carré ou en hectare) équivalente à la superficie du bassin versant. Son expression est :

$$M = L/\sqrt{A} \geq 0.8 \text{ Et } M \leq 2 \dots\dots\dots \text{(III.9)}$$

Ainsi la formule de débit de pointe (corrigée) est :

$$Q_p = m \cdot Q_{brute} \dots\dots\dots \text{(III.10)}$$

**a. Limites de la méthode superficielle [25]:**

La méthode de Caquot reste la méthode de base même si elle a quelques limites qui sont apportées à son domaine de validité, il s'agit essentiellement de :

- ✚ La surface A doit être inférieure à 200 ha ;
- ✚ La pente du bassin versant doit être comprise entre 0.002 et 0.05 m/m ;
- ✚ Le coefficient de ruissellement doit être compris entre 0.2 et 1.

**III.3.2.2. La méthode rationnelle :**

La seconde méthode dite rationnelle est la plus ancienne que la superficielle, C'est une méthode qui consiste à estimer le débit à partir d'un découpage du bassin versant en secteurs limités par les lignes isochrones, cette méthode fut découverte en 1889, mais ce n'est qu'en 1906 qu'elle a été généralisée, elle est connue aussi par la méthode de LLOYD DAVIS\*, c'est une méthode qui a fait et fait ses preuves surtout pour les bassins urbains à faible surface ( $\leq 10$  ha) [25] [09].

Le ruissellement maximal imputable à une pluie d'intensité uniforme, I, tombant sur l'ensemble du bassin et d'une durée  $T_n$  supérieure ou égale au temps de concentration  $T_c$  du bassin est calculé à l'aide de l'équation suivante [27] :

$$Q_p = K \cdot C \cdot i \cdot A \dots\dots\dots \text{(III.11)}$$

Avec :

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

Q: Débit maximal [ $m^3/s$ ].

A : Surface du bassin versant [ha].

i : Intensité de pluie [mm/min] ou [mm/h].

C : Coefficient de ruissellement  $0 < C < 1$ .

K : Coefficient de répartition de pluie dans l'espace du bassin  $K=0.167$  si i en (mm/min) ou  $K=0.002778$  si i en (mm/h) ;

La méthode rationnelle s'appuie sur trois hypothèses [05]:

- ✓ Le débit de pointe  $Q_p$  est observé à l'exutoire seulement si la durée de l'averse est supérieure au temps de concentration du bassin versant ;
- ✓  $Q_p$  est proportionnelle à l'intensité moyenne maximale i sur une durée égale au temps de concentration  $t_c$  du bassin versant ;
- ✓ L'intensité et le débit de pointe qui en résulte ont la même période de retour T. ceci suppose que le coefficient de ruissellement C du bassin versant soit constant.

**a. La période de retour :**

Le degré de protection à assurer aux réseaux résultera d'un nécessaire compromis entre l'aspiration à une protection absolue pratiquement irréalisable et le souci de limiter le cout de l'investissement et les sujétions d'exploitation.

Dans cette étude, il a été considéré une période de retour de 10 ans [05].

**b. Le coefficient de ruissellement :**

Le concept de coefficient de ruissellement consiste à supposer qu'à l'échelle d'un élément de bassin versant voir la totalité, la pluie nette peut s'exprimer sous la forme d'une fraction C de la pluie brute ; il s'agit d'un coefficient calculé et tabulé qui exprime les pertes au ruissellement en fonction du type d'occupation du sol sans la pente de ruissellement [09].

$$C = \frac{\sum C_k \cdot A_k}{A} \dots\dots\dots \text{(III.12)}$$

**Tableau III.8:** Coefficient de ruissellement selon le type de surface [15].

Nature de la surface	Coefficient de ruissellement
Pavage, chaussées revêtues, pistes ciment	0.70<C<0.95
Toitures et terrasses	0.75<C<0.95
Sols imperméables avec végétation :	
I (pente) <2%	0.13<C<0.18
I (pente) #2 à 7%	0.18<C<0.25
I (pente) > 7%	0.25<C<0.35
Sols perméables avec végétation :	
I (pente) <2%	0.05<C<0.10
I (pente) # 2 à7%	0.10<C<0.15
I (pente) > 7%	0.15<C<0.20

**Tableau III.9:** Coefficient de ruissellement suivant le type d'occupation du sol [15]:

Type d'occupation du sol	Coefficient de ruissellement
<ul style="list-style-type: none"> <li>• Commercial</li> </ul>	$0.7 < C < 0.95$
<ul style="list-style-type: none"> <li>• Résidentiel:                             <ul style="list-style-type: none"> <li>- Lotissements</li> <li>- Collectifs</li> <li>- Habitat dispersé</li> </ul> </li> </ul>	$0.30 < C < 0.5$ $0.50 < C < 0.75$ $0.25 < C < 0.40$
<ul style="list-style-type: none"> <li>• Industriel</li> </ul>	$0.50 < C < 0.80$
<ul style="list-style-type: none"> <li>• Parcs et jardins publics</li> </ul>	$0.25 < C < 0.25$
<ul style="list-style-type: none"> <li>• Terrains de sport</li> </ul>	$0.10 < C < 0.30$
<ul style="list-style-type: none"> <li>• Terrains vagues</li> </ul>	$0.05 < C < 0.15$
<ul style="list-style-type: none"> <li>• Terres agricoles :                             <ul style="list-style-type: none"> <li>- Drainées</li> <li>- Non drainées</li> </ul> </li> </ul>	$0.05 < C < 0.13$ $0.03 < C < 0.07$

**Tableau III.10 :** Coefficient de ruissellement en fonction de la densité de population [09]:

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

**Tableau III.11:** Coefficients de ruissellement en fonction de la catégorie d'urbanisation [09]:

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

**Tableau III.12:** Coefficient de ruissellement en fonction de la zone d'influence [09] :

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

**c. L'intensité:**

L'intensité d'une pluie est le rapport du volume d'eau tombé pendant une durée donnée sur une surface donnée (unité usuelle : mm/h), la courbe représentant la variation de l'intensité en fonction du temps est appelé hytogramme [26].

L'intensité peut être obtenue à partir des enregistrements des mesures à l'aide d'un pluviomètre ou bien calculée (synthétiser) par la loi de Montana [26]:

$$i = a \cdot t^b \dots\dots\dots \text{(III.13)}$$

Avec :

$i$  : intensité (mm/min)

t : durée de le pluie (min)

a et b : coefficient dépendant de la région géographique et la période de retour.

**d. Le temps de concentration [27]:**

Le temps d'entrée (temps de concentration),  $T_c$ , d'un bassin versant urbain est le temps le plus long que peut mettre l'eau qui ruisselle sur ce bassin versant à attendre l'exutoire. La valeur du temps de concentration est fonction de :

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

Il existe plusieurs modèles d'évacuation du temps de concentration d'un bassin versant. Le calcul des temps d'entrées des sous bassins de notre projet se fera avec le modèle de Kirpich [28]:

$$t_c = 0,0195 \cdot L^{0,77} \cdot I^{-0,385} \dots\dots\dots \text{(III.14)}$$

Avec :

$t_c$  : le temps de concentration (min) ;

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

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

**e. Pente moyenne [09]:**

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

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

$$I = \frac{C_{\text{amont}} - C_{\text{aval}}}{L} \dots\dots\dots \text{(III.15)}$$

Avec :

$C_{\text{amont}}$  : Côte amont du parcours (m).

$C_{\text{aval}}$  : Côte aval du parcours (m)

$L$  : La longueur de parcours (m)

**f. Limites de la méthode rationnelle [05]:**

Elle présente néanmoins des inconvénients et des limites majeurs :

- ✚ L'estimation du temps de concentration est souvent laborieuse ;
- ✚ Elle ne tient pas compte de la distribution spatiale des pluies (variation de l'intensité) ;
- ✚ Elle ne tient pas compte de l'effet de stockage de l'eau dans le bassin versant.

**III.3.2.3. Assemblage des bassins versants:**

La méthode de Caquot est valable pour un bassin de caractéristiques physiques homogènes. L'application de cette méthode à un groupement de sous bassins hétérogènes de paramètres individuels  $A_j$ ,  $C_j$ ,  $L_j$  (longueur du drain principal),  $Q_{pj}$  (débit de pointe du bassin considéré seul), nécessite l'emploi de formules d'équivalence pour les Paramètres ( $A$ ,  $C$ ,  $I$  et  $M$ ) du groupement. Ces formules, qui diffèrent selon que les bassins constituant le groupement sont en " série " ou en " parallèle " sont exprimées ci-après [26]:

**Tableau III.13:** Détermination des paramètres équivalents d'assemblage des bassins versants [26]:

Paramètres équivalents	$A_{\text{eq}}$	$C_{\text{eq}}$	$I_{\text{eq}}$	$M_{\text{eq}}$
Bassins en série	$\sum A_j$	$\frac{\sum C_j A_j}{\sum A_j}$	$\frac{\sum L_j}{\sum \frac{L_j}{\sqrt{I_j}}}$	$\frac{\sum L_j}{\sqrt{\sum A_j}}$

Bassins en parallèle	$\sum A_j$	$\frac{\sum C_j A_j}{\sum A_j}$	$\frac{\sum I_j \cdot Q_{pj}}{\sum Q_{pj}}$	$\frac{L(Q_{pj} \max)}{\sqrt{\sum A_j}}$
----------------------	------------	---------------------------------	---	--

**Remarque:** La méthode rationnelle est utilisée dans notre cas.

### III.4. Dimensionnement du réseau d'assainissement:

Une fois que la totalité des débits fut déterminée, on passe au dimensionnement proprement dit des ouvrages tout en respectant certaines normes d'écoulement

Du point de vue sanitaire les réseaux d'assainissement devront assurer :

- L'évacuation rapide des matières fécales hors de l'habitation ;
- Le transport des eaux usées dans des conditions d'hygiène satisfaisantes ;

Les ouvrages d'évacuation (collecteurs et regards), doivent respecter certaines normes d'écoulement. L'implantation en profondeur se fait d'une manière à satisfaire aux conditions de résistance mécanique due aux charges extérieures et avec un meilleur choix du tracé des collecteurs [29].

#### III.4.1. Conditions d'implantation des réseaux :

L'implantation des réseaux est étudiée en donnant aux canalisations amont des pentes permettant l'auto curage.

La profondeur des ouvrages doit permettre le raccordement des immeubles riverains au moyen de branchements. En général, le drainage des caves et sous sols est exclu, dans la mesure où cette position entraînerait un approfondissement excessif du réseau, les effluents éventuels en provenance devraient être relèves vers ce dernier.

Par ailleurs, cette profondeur doit être faite de façon à ce que le recouvrement soit compatible avec le type d'ouvrage envisagé et la nature des charges à supporter [29].

#### III.4.2. Conditions d'écoulement et de dimensionnement :

Dans le cadre de l'assainissement, le dimensionnement du réseau d'assainissement du type unitaire doit dans la mesure du possible permettre l'entraînement des sables par les débits pluviaux pour empêcher leur décantation et éviter les dépôts, sans provoquer l'érosion de la paroi de la conduite [27].

Lorsqu'il s'agit de réseau d'évacuation des eaux pluviales et des eaux usées dans une même conduite, les conditions d'auto curage doivent être satisfaites. Il faut assurer une vitesse minimale de 0.6m/s pour le (1/10) du débit de pleine section, et une vitesse de 0.3m / s pour le (1/100) de ce même débit avec un diamètre minimal de 300 mm [27].

Si ces vitesses ne sont pas respectées, il faut prévoir des chasses automatiques ou des curages périodiques [27].

A l'opposé des considérations relatives à l'auto curage, le souci de prévenir la dégradation des joints sur les canalisations circulaires et leur revêtement intérieur, nous conduit à poser des limites supérieures aux pentes admissibles [27].

Donc, il est déconseillé de dépasser des vitesses de l'ordre de (4à5) m/s à pleine section [30].

#### **III.4.3. Tracé du réseau d'assainissement [27]:**

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

- ✚ Suivre autant que possible plan de la voirie
- ✚ Distance max entre 2 regards de visite: 70m
- ✚ Regard de visite aux changements de pente et de direction
- ✚ Couverture minimale des canalisations: 80 cm
- ✚ Suivre si possible la pente naturelle
- ✚ Pente minimale de 2 mm/m pour les eaux usées et 4 mm/m pour les eaux pluviales.
- ✚ Diamètre minimal: réseau d'eaux usées  $\varnothing 200$  mm et  $\varnothing 300$  mm pour le réseau pluvial ou unitaire
- ✚ Diamètres croissants d'amont en aval
- ✚ Délimiter les sous bassins versants drainés par chaque tronçon.

#### **III.4.4. Dimensionnement du nos réseaux d'assainissement:**

##### **III.4.4.1. Mode de calcul :**

Avant de procéder au calcul hydraulique du réseau d'assainissement, on considère les l'hypothèse suivantes [30]:

- ✚ L'écoulement est uniforme à surface libre, le gradient hydraulique de perte de charge est égal à la pente du radier.

✚ La perte de charge engendrée est une énergie potentielle égale à la différence des côtes du plan d'eau en amont et en aval.

✚ Les canalisations d'égouts dimensionnées pour un débit en pleine section  $Q_{ps}$  ne débitent en réalité et dans la plupart du temps que des quantités d'eaux plus faibles que celles pour lesquelles elles ont été calculées.

A partir de l'abaque (réseau pluvial en système unitaire ou séparatif), et pour les valeurs données des pentes, des diamètres normalisés, on déduit le débit  $Q_{ps}$  et la vitesse  $V_{ps}$  de la conduite remplie entièrement.

On a les paramètres suivants :

Périmètre mouillé (P) : c'est la longueur du périmètre de la conduite qui est en contact avec l'eau.

Section mouillée (S) : c'est la section transversale de la conduite occupée par l'eau ( $m^2$ ).

Rayon hydraulique ( $R_h$ ) : c'est le rapport entre la section mouillée et le périmètre mouillé (m).

Vitesse moyenne (v) : c'est le rapport entre le débit volumique ( $m^3/s$ ) et la section mouillée ( $m^2$ ) [30].

L'écoulement dans les collecteurs est un écoulement à surface libre régi par la formule de la continuité :

$$Q = V \cdot S \dots\dots\dots \text{(III.16)}$$

Avec :

Q : Débit ( $m^3/s$ ).

V : Vitesse d'écoulement (m/s).

S : Section mouillée ( $m^2$ ).

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

$$V = C \sqrt{R_h \cdot I} \dots\dots\dots \text{(III.17)}$$

Avec :

I : Pente du collecteur (m/m).

$R_h$  : Rayon hydraulique (m)

C: Coefficient dépend des paramètres hydrauliques et géométriques de l'écoulement.

D'où on tire l'expression du diamètre :

$$D = \left[ \frac{n \cdot Q}{k \cdot \sqrt{I}} \right]^{3/8} \dots \dots \dots \text{(III.18)}$$

Avec :

D : diamètre de la conduite en (m)

K : ( $k=1/n$ )

$n=0.012$ (tuyaux ciment lisse)

I : la pente en %

Q : débit en m<sup>3</sup>/s .

Le procédé de calcul se fait comme suit [30]:

✚ On calcul le débit à plein section et la vitesse à plein section par les l'équation suivantes :

$$Q_{ps} = \frac{0,03117}{0,013} \cdot D^{8/3} \cdot \sqrt{I\%} \dots \dots \dots \text{(III.19)}$$

Avec :

$Q_{ps}$  : débit à plein section (m<sup>3</sup>/s)

D : diamètre normalisé (m)

I : la pente en (%)

✚ La vitesse à plein section :

$$V_{ps} = \frac{4 \cdot Q_{ps}}{\pi \cdot D^2} \dots \dots \dots \text{(III.20)}$$

Avec :

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

$Q_{ps}$  : débit à plein section ( $m^3/s$ )

$D$  : diamètre normalisé (m)

✚ Avec la pente et le débit on tire de l'abaque (1ère annexe) le diamètre normalisé, le débit à pleine section et la vitesse à pleine section, Ensuite on calcule les rapports [30] :

- $R_Q = \frac{Q}{Q_{PS}}$  rapport des débits
- $R_V = \frac{V}{V_{PS}}$  rapport des vitesses
- $R_h = \frac{h}{D}$  rapport des hauteurs

**Tableau III.14** : données caractérisant le réseau I :

Tronçon	Surface (m <sup>2</sup> )	surface (ha)	h amont(m)	h aval(m)	Ltr(m)	Long hyd(m)	DH	I bv(m/m)	I tr(m/m)	Tc(min)
A1-A3	12567,9	1,25679	575,95	567,57	216	216,8	8,38	0,0386	0,0387	4,29
A2-A3	7173,3	0,71733	575,43	567,57	183,6	194,4	7,86	0,0404	0,0428	3,87
A3-A5	1370,5	0,13705	567,57	566,54	54	54	1,03	0,0190	0,0190	1,93
A4-A5	8485,5	0,84855	575,13	566,54	189	216	8,59	0,0397	0,0454	4,23
A5-A7	2041,2	0,20412	566,54	565,48	51,3	51,3	1,06	0,0206	0,0206	1,80
A6-A7	8077,3	0,80773	574,07	564,48	210,6	226,8	9,59	0,0422	0,0455	4,29

CHAPITRE III: Evaluation des débits et dimensionnement de réseau d'assainissement

A7-A9	2216,1	0,22161	564,48	563,8	54	59,5	0,68	0,0114	0,0125	2,53
A8-A9	8164,8	0,81648	574,43	563,8	232,2	237,6	10,63	0,0447	0,0457	4,3
A9-A11	3324,2	0,33242	563,8	562,56	91,8	99,8	1,24	0,0124	0,0135	3,65
A10-A11	6289,5	0,62895	568,16	562,56	135	135	5,6	0,0414	0,0414	2,90
A11-A13	1020,6	0,10206	562,56	561,95	54	54	0,61	0,0112	0,0112	2,36
A12-A13	5861,1	0,58611	567,86	561,95	140,4	140,4	5,91	0,042	0,0420	2,97
A13-A17	1487,1	0,14871	561,95	561,64	64,8	64,8	0,31	0,0047	0,0047	3,78
A14-A16	2361,9	0,23619	571,23	568,28	62,1	72,9	2,95	0,0409	0,0475	1,82
A15-A16	5044,6	0,50446	570,55	568,28	81	135	2,27	0,0168	0,0280	4,10
A16-A17	5190,4	0,51904	568,28	561,64	113,4	113,4	6,64	0,0589	0,0585	2,22
A17-A20	2245,3	0,22453	561,64	560,88	70,2	70,2	0,76	0,0108	0,0108	2,94
A18-A20	5277,9	0,52779	562,5	560,88	140,4	145,8	1,62	0,0111	0,0115	5,11
A20-A22	2507,7	0,25077	560,88	559,75	67,5	97,2	1,13	0,0116	0,0167	3,67
A21-A22	3645	0,3645	561	559,75	97,2	108	1,25	0,0115	0,0128	3,99
A22-A30	3936,6	0,39366	559,75	558,14	148,5	148,5	1,61	0,0108	0,0108	5,23
A23-A29	6852,6	0,68526	559,56	548,69	205,2	205,2	10,87	0,0529	0,0529	3,64
A24-A26	4986,3	0,49863	566,13	562,89	118,8	118,8	3,24	0,0272	0,0272	3,08
A25-A26	7639,9	0,76399	569,95	562,89	140,4	140,4	7,06	0,0502	0,0502	2,77
A26-A28	1341,3	0,13413	562,89	560,27	37,8	48,6	2,62	0,0539	0,0693	1,19
A27-A28	2187	0,2187	562,13	560,27	48,6	54	1,86	0,0344	0,0382	1,53
A28-A29	4840,5	0,48405	560,27	553,99	140,6	140,6	6,28	0,0446	0,0446	2,90
A29-A30	612,3	0,06123	553,99	552,39	32,7	160,5	1,6	0,0099	0,0489	5,73

CHAPITRE III: Evaluation des débits et dimensionnement de réseau d'assainissement

A30-A32	787,3	0,07873	552,39	551,56	48,6	48,6	0,83	0,0170	0,0170	1,85
A31-A32	2361,9	0,23619	552,16	551,56	59,4	70,2	0,6	0,0085	0,0101	3,22
A32-A34	1866,2	0,18662	551,56	550,85	54	62,1	0,71	0,0114	0,013	2,62
A33-A34	1662,1	0,16621	551,66	550,85	43,2	54	0,81	0,015	0,018	2,11
A34-A45	3557,5	0,35575	550,85	549,09	132,3	132,3	1,76	0,0133	0,013	4,42
A35-A37	7814,8	0,78148	557,83	550,81	280,8	280,8	7,02	0,025	0,02	6,19
A36-A37	1545,4	0,15454	551,56	550,81	64,8	70,2	0,75	0,0106	0,0115	2,95
A37-A43	2916	0,2916	550,81	545,38	86,4	86,4	5,43	0,0628	0,0628	1,75
A38-A40	7639,9	0,76399	557,94	551,03	140,4	140,4	6,91	0,0492	0,0492	2,799
A39-A40	1370,5	0,13705	551,92	551,03	54	54	0,89	0,0164	0,0164	2,04
A40-A42	4519,8	0,45198	551,03	547,18	135	135	3,85	0,0285	0,0285	3,35
A41-A42	1778,7	0,17787	550,43	547,18	43,2	54	3,25	0,0601	0,0752	1,24
A42-A43	495,7	0,04957	547,18	545,38	27	32,4	1,8	0,0555	0,0666	0,86
A43-A45	2099,5	0,20995	545,38	542,89	86,4	86,4	2,49	0,0288	0,0288	2,36
A45-A50	662,2	0,06622	542,89	542,36	43,2	43,2	0,53	0,0122	0,0122	1,92
A46-A48	7669	0,76690	553,4	544,98	151,2	151,2	8,42	0,055	0,0556	2,82
A47-A48	5540,4	0,55404	549	544,98	140,4	140,4	4,02	0,0286	0,0286	3,44
A48-A50	2391,1	0,23911	544,98	542,36	97,2	97,2	2,62	0,0269	0,0269	2,65
A49-A50	1749,6	0,17496	543,33	542,36	54	54	0,97	0,0179	0,0179	1,97
A50-A54	1603,8	0,16038	542,36	541,98	43,2	43,2	0,38	0,0087	0,0087	2,19
A51-A53	2828,5	0,28285	543,68	542,5	86,4	113,4	1,18	0,0104	0,0136	4,31
A52-A53	5307,1	0,53071	544,9	542,5	226,8	226,8	2,4	0,0105	0,0105	7,31
A53-A54	845,6	0,08456	542,5	541,25	16,2	32,4	1,25	0,0385	0,0771	0,99

CHAPITRE III: Evaluation des débits et dimensionnement de réseau d'assainissement

A54-A60	1963,7	0,19637	541,25	540,65	70,2	70,2	0,6	0,0085	0,0085	3,22
A55-A57	670,6	0,06706	548,68	546,58	27	32,4	2,1	0,0648	0,0777	0,81
A56-A57	583,2	0,05832	548	546,58	27	37,8	1,42	0,0375	0,0525	1,13
A57-A59	1224,7	0,12247	546,58	542,55	48,6	70,2	4,03	0,0574	0,0829	1,54
A58-A59	1574,6	0,15746	543	542,55	48,5	62,1	0,45	0,0072	0,0092	3,12
A59-A60	2507,7	0,25077	542,55	540,65	108	108	1,9	0,0175	0,0175	3,39
A60-A77	291,6	0,02916	540,65	540,49	16,2	21,6	0,16	0,0074	0,00987	1,37
A61-A63	5832	0,5832	558	552,78	91,8	129,6	5,22	0,0402	0,0568	2,84
A62-A63	903,9	0,09039	553,18	552,78	40,5	48,6	0,4	0,0082	0,0098	2,46
A63-A66	933,1	0,09331	552,78	550,56	40,5	40,5	2,22	0,0548	0,0548	1,03
A64-A65	7231,6	0,72316	564,13	552,5	151,2	172,8	11,63	0,0673	0,0769	2,91
A65-A66	816,45	0,08164	552,5	549,56	35,1	35,1	2,94	0,0837	0,0837	0,78
A66-A68	2332,8	0,23328	549,56	546,15	81	81	3,41	0,0420	0,0420	1,94
A67-A68	1312,2	0,13122	549,89	546,15	48,6	54	3,74	0,0692	0,0769	1,17
A68-A70	1020,6	0,10206	546,15	544,45	40,5	40,5	1,7	0,0419	0,0419	1,14
A69-A70	874,8	0,08748	545,67	544,45	21,6	32,4	1,22	0,0376	0,0564	1
A70-A76	1312,2	0,13122	544,45	542,19	59,4	59,4	2,26	0,0380	0,0380	1,59
A71-A73	2216,1	0,22161	547,16	546,38	81	81	0,78	0,0096	0,0096	3,43
A72-A73	2041,2	0,20412	547,73	546,38	54	64,8	1,35	0,0208	0,025	2,14
A73-A75	2566	0,25660	546,38	545,96	54	64,8	0,42	0,0064	0,0077	3,36
A74-A75	991,4	0,09914	546,23	545,96	32,4	43,2	0,27	0,006	0,0083	2,50
A75-A76	1837	0,18370	545,96	542,19	76,9	76,9	3,77	0,0491	0,0490	1,76

A76-A77	1807,9	0,18079	542,19	540,49	54	54	1,7	0,0314	0,0314	1,59
A78-A80	3674,1	0,36741	542,85	542,19	91,8	108	0,66	0,00611	0,0071	5,10
A79-A80	845,6	0,08456	543,06	542,19	37,8	37,8	0,87	0,0230	0,0230	1,36
A81-A83	1545,4	0,15454	543,4	543	54	54	0,4	0,0074	0,0074	2,78
A82-A83	13413,6	1,34136	543,72	543	253,8	270	0,72	0,0026	0,0028	14,2
A80-A85	349,9	0,03499	542,19	541,45	21,6	27	0,74	0,0274	0,0342	0,98
A83-A85	1895,4	0,18954	543	541,45	64,8	70,2	1,55	0,0220	0,0239	2,23
A84-A85	3295	0,32950	542,63	541,45	91,8	97,2	1,18	0,0121	0,0128	3,61
A85-A77	816,4	0,08164	541,45	540,49	37,8	37,8	0,96	0,0253	0,0253	1,31
A77-A86	1778,7	0,17787	540,49	540,39	48,6	48,6	0,1	0,0020	0,0020	4,19

**Tableau III.15** : données caractérisant le réseau II :

Tronçon	Surface (m <sup>2</sup> )	surface (ha)	h amont(m)	h aval(m)	Ltr(m)	Long hyd(m)	DH	I bv(m/m)	I tr(m/m)	Tc(min)
B1-B2	7960,6	0,79606	603,65	594,9	102,6	124,2	8,75	0,0704	0,0852	2,21
B15-B2	2245,3	0,22453	598,2	594,9	81	81	3,3	0,0407	0,0407	1,97
B2-B7	2916	0,2916	594,9	589,23	91,8	91,8	5,67	0,0617	0,0617	1,84
B3-B7	5482	0,5482	597,52	589,23	102,6	116,1	8,29	0,0714	0,0807	2,09
B4-B6	2391,1	0,23911	597,35	592,58	91,8	102,6	4,77	0,0464	0,0519	2,24
B5-B6	3149,2	0,31492	594,22	592,58	75,6	81	1,64	0,0202	0,0216	2,58
B6-B7	933,1	0,09331	592,58	589,23	43,2	48,6	3,35	0,0689	0,0775	1,08
B7-B9	1516,3	0,15163	589,23	587,28	40,3	100,3	1,95	0,0194	0,0483	3,08

CHAPITRE III: Evaluation des débits et dimensionnement de réseau d'assainissement

B8-B9	3470	0,3470	595,66	587,28	118,8	124,2	8,38	0,0674	0,0705	2,25
B9-B11	1108	0,1108	587,28	585,95	35,1	54	1,33	0,0246	0,0378	1,75
B10-B11	3061,8	0,3061	590,79	585,95	118,8	118,8	4,84	0,0407	0,0407	2,64
B11-B17	349,9	0,03499	585,95	585,05	21,6	27	0,9	0,0333	0,0416	0,91
B12-B14	1253,8	0,12538	600,19	597,05	37,8	54	3,14	0,0581	0,0830	1,25
B13-B14	3645	0,3645	599,89	597,05	64,8	81	2,84	0,0350	0,0438	2,08
B14-B16	1312,2	0,13122	597,05	594,72	70,2	70,2	2,33	0,0331	0,0331	1,91
B16-B17	4957,2	0,49572	594,72	585,05	183,6	205,2	9,67	0,0471	0,0526	3,81
B17-B21	3586,6	0,35866	585,05	579,3	162	162	5,75	0,0354	0,0354	3,54
B18-B20	4140,7	0,41407	584,58	581,95	145,8	153,9	2,63	0,0170	0,0180	4,51
B19-B20	5073,8	0,50738	585,74	581,95	162	162	3,79	0,0233	0,0233	4,16
B20-B21	933,1	0,09331	581,95	579,3	32,4	54	2,65	0,0490	0,0817	1,34
B21-B23	1662,1	0,16621	579,3	578,21	43,2	70,2	1,09	0,0155	0,0252	2,55
B22-B23	2624,4	0,2624	584,56	578,21	124,2	140,4	6,35	0,0452	0,0511	2,89
B24-B26	4869,7	0,48697	579,84	578,68	178,2	178,2	1,16	0,0065	0,0065	7,32
B25-B26	495,7	0,04957	580,98	578,68	27	45,9	2,3	0,0501	0,0851	1,17
B26-B28	1283	0,1283	578,68	577,54	70,2	70,2	1,14	0,0162	0,0162	2,51
B27-B28	1603,8	0,16038	579,39	577,54	37,8	48,6	1,85	0,0380	0,0489	1,36
B28-B29	874,8	0,0874	577,54	576,98	48,6	48,6	0,56	0,0115	0,0115	2,162
B23-B29	1516,3	0,15163	578,21	576,98	54	54	1,23	0,0227	0,0227	1,80
B29-B50	816,4	0,08164	576,98	576,7	18,9	40,5	0,28	0,0069	0,0148	2,28
B30-B32	1516,3	0,15163	590,64	588,85	43,2	75,6	1,79	0,0236	0,0414	2,30

CHAPITRE III: Evaluation des débits et dimensionnement de réseau d'assainissement

B31-B32	804,2	0,08042	589,96	588,85	21,6	21,6	1,11	0,0513	0,0513	0,65
B32-B34	1370,5	0,13705	588,85	584,87	75,6	75,6	3,98	0,0526	0,0526	1,69
B33-B34	874,8	0,0874	585,96	584,87	27	48,6	1,09	0,0224	0,0403	1,67
B34-B36	1458	0,1458	584,87	581,55	86,4	86,4	3,32	0,0384	0,0384	2,11
B35-B36	2099,5	0,20995	583,77	581,55	72,9	108	2,22	0,0205	0,0304	3,20
B36-B38	1691,2	0,16912	581,55	579,46	48,6	54	2,09	0,0387	0,0430	1,47
B37-B38	933,1	0,09331	581,25	579,46	27	48,6	1,79	0,0368	0,0662	1,38
B38-B49	1749,6	0,1749	579,46	578,23	54	54	1,23	0,0227	0,0227	1,80
B39-B41	3499,2	0,3499	588,87	586,23	102,6	102,6	2,64	0,0257	0,0257	2,82
B40-B41	991,4	0,09914	587,55	586,23	48,6	59,4	1,32	0,0222	0,0271	1,96
B41-B43	437,4	0,0437	586,23	585,78	21,6	37,8	0,45	0,0119	0,0208	1,76
B42-B43	2420,2	0,24202	587,74	585,78	108	108	1,96	0,0181	0,0181	3,35
B43-B48	1574,6	0,15746	585,78	581,82	54	54	3,96	0,0733	0,0733	1,15
B46-B47	3470	0,3470	583,8	582,58	70,2	86,4	1,22	0,0141	0,0173	3,11
B44-B47	1644,6	0,16446	582,94	582,58	54	54	0,36	0,0066	0,0066	2,89
B47-B48	3289,2	0,32892	582,58	581,82	54	62,1	0,76	0,0122	0,0140	2,55
B45-B48	3499,2	0,3499	583,44	581,82	97,2	102,6	1,62	0,0157	0,0166	3,40
B48-B49	2916	0,2916	581,82	578,23	62,1	62,1	3,59	0,0578	0,0578	1,40
B49-B50	816,4	0,08164	578,03	576,7	27	152,5	1,33	0,0087	0,0492	5,80
B50-B51	408,2	0,04082	576,7	575,93	48,6	48,6	0,77	0,015	0,0158	1,91

**Tableau III.16** : données caractérisant le réseau III :

Tronçon	Surface (m <sup>2</sup> )	surface (ha)	h amont (m)	h aval (m)	Ltr(m)	Long hyd(m)	DH	I bv(m/m)	I tr(m/m)	Tc(min)
C1-C3	5511,2	0,55112	567,77	561,54	135	135	6,23	0,046148	0,0461	2,78
C2-C3	1399,6	0,13996	564,12	561,54	37,8	54	2,58	0,04777	0,0682	1,35
C3-C5	4519,8	0,45198	561,54	556,95	113,4	113,4	4,59	0,040476	0,0404	2,56
C4-C5	2303,6	0,23036	561,15	556,95	59,4	64,8	4,2	0,064814	0,0707	1,38
C5-C7	2566,0	0,25660	556,95	553,55	64,8	64,8	3,4	0,052469	0,0524	1,50
C6-C7	4665,6	0,46656	561,59	553,55	140,4	140,4	8,04	0,057264	0,0572	2,64
C7-C9	1487,1	0,14871	553,55	552,12	48,6	48,6	1,43	0,029423	0,0294	1,50
C8-C9	5307,1	0,53071	559,45	552,12	129,6	129,6	7,33	0,056558	0,0565	2,49
C9-C11	1778,7	0,17787	552,12	549,79	54	54	2,33	0,043148	0,0431	1,41

CHAPITRE III: Evaluation des débits et dimensionnement de réseau d'assainissement

C10-C11	4228,2	0,42282	558,55	549,79	124,2	124,2	8,76	0,07053	0,0705	2,21
C11-C21	4199,0	0,41990	549,79	546,63	102,6	102,6	3,16	0,030799	0,0307	2,63
C12-C14	6794,2	0,67942	566,95	559,5	140,4	175,8	7,45	0,04237	0,0530	3,52
C13-C14	1574,6	0,15746	561,44	559,5	48,6	48,6	1,94	0,03991	0,0399	1,34
C14-C16	4140,7	0,41407	559,5	554,4	129,6	129,6	5,1	0,039351	0,0393	2,86
C15-C16	2945,1	0,29451	556,2	554,4	75,6	75,6	1,8	0,023809	0,0238	2,29
C16-C18	2012,0	0,20120	554,4	551,88	67,5	70,2	2,52	0,035897	0,0373	1,85
C17-C18	2857,6	0,28576	553,22	551,88	81	81	1,34	0,016543	0,0165	2,78
C18-C20	1253,8	0,12538	551,88	548,76	54	54	3,12	0,057777	0,0577	1,26
C19-C20	2741,0	0,27410	551,86	548,76	86,4	86,4	3,1	0,035879	0,0358	2,17
C20-C21	1428,8	0,14288	548,76	546,63	54	54	2,13	0,039444	0,0394	1,46
C21-C28	1662,1	0,16621	546,63	545,89	59,4	59,4	0,74	0,012457	0,0124	2,44
C22-C24	4374	0,4374	556,58	555,65	89,1	108	0,93	0,008611	0,0104	4,47
C23-C24	2653,5	0,26535	556,89	555,65	43,2	54	1,24	0,022962	0,0287	1,79
C24-C27	1399,6	0,13996	555,65	553,5	54	54	2,15	0,039814	0,0398	1,45
C25-C27	3149,2	0,31492	555,22	553,5	72,9	86,4	1,72	0,019907	0,0235	2,72
C27-C28	3878,2	0,38782	553,5	545,89	108	108	7,61	0,070462	0,0704	1,99
C28-C31	1166,4	0,11664	545,89	545,2	37,8	37,8	0,69	0,018253	0,0182	1,49
C26-C30	1428,8	0,14288	551,41	549,62	43,2	43,2	1,79	0,041435	0,0414	1,20
C29-C30	4578,1	0,45781	550,95	549,62	86,4	97,2	1,33	0,013683	0,0153	3,45
C30-C31	3528,3	0,35283	549,62	545,2	108	113,4	4,42	0,038977	0,040	2,59
C31-C33	641,5	0,06415	545,2	544,77	32,4	43,2	0,43	0,00995	0,0132	2,08
C32-C33	6065,2	0,60652	549,5	544,77	183,6	189	4,73	0,025026	0,0257	4,56

C33-C39	612,3	0,06123	544,77	544,45	27	27	0,32	0,011851	0,0118	1,36
C34-C36	6473,5	0,64735	559	555,5	118,8	140,4	3,5	0,024928	0,0294	3,63
C35-C36	1749,6	0,17496	558,7	555,5	43,2	43,2	3,2	0,074074	0,0740	0,96
C36-C38	1603,8	0,16038	555,5	551,54	248,4	248,4	3,96	0,015942	0,0152	6,70
C37-C38	379,0	0,03790	553,89	551,54	32,4	32,4	2,35	0,072530	0,0720	0,77
C38-C'38	1195,5	0,11955	551,54	548,75	189	189	2,79	0,01476	0,0141	5,59
C'38-C41	1195,5	0,11955	548,75	545,95	189	189	2,8	0,014814	0,0144	5,58
C40-C41	641,5	0,06415	546,45	545,95	27	54	0,5	0,009259	0,0188	2,55
C41-C39	2274,4	0,22744	545,95	544,45	205,2	205,2	1,5	0,007309	0,007	7,81
C39-C42	320,7	0,03207	544,45	543,9	64,8	64,8	0,55	0,008487	0,0084	3,03

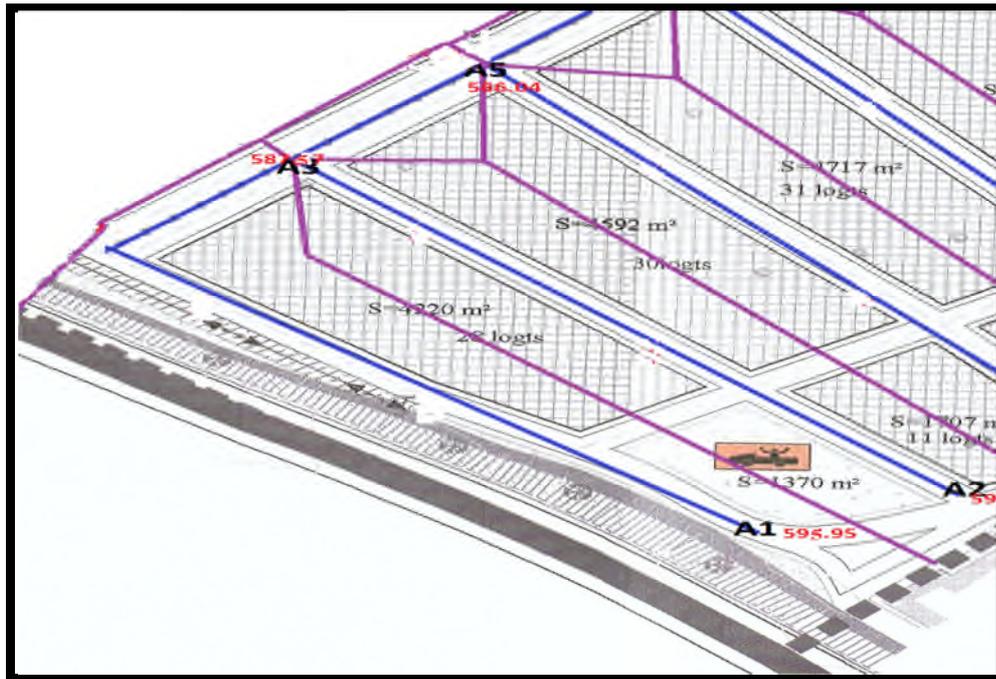
**Tableau III.17** : données caractérisant le réseau IV :

Tronçon	Surface (m2)	surface (ha)	h amont(m)	h aval(m)	Ltr(m)	Long hyd(m)	DH	I bv (m/m)	I tr(m/m)	Tc(min)
D1-D3	7245,8	0,72458	539,12	537,23	161	161	1,89	0,01173	0,0117	5,40
D2-D3	5420,5	0,54205	538,85	537,23	120,2	136,6	1,62	0,01185	0,0134	4,74
D3-D6	1184,6	0,11846	537,23	535,59	41	56	1,64	0,02928	0,04	1,68
D4-D6	5386,4	0,53864	537,77	535,59	123	136,6	2,18	0,0159	0,0177	4,22
D5-D6	1253,7	0,12537	537,18	535,59	31,4	65	1,59	0,02444	0,050	2,02
D6-D8	2458,5	0,24585	535,59	531,84	58,7	62,8	3,75	0,05978	0,0638	1,39
D7-D8	1795,4	0,17954	537,35	531,84	68,3	68,3	5,51	0,0807	0,0806	1,32
D9-D11	1625,5	0,16255	537,45	536,23	38,2	57,4	1,22	0,02126	0,0319	1,94
D10-D11	4476,7	0,44767	542,12	536,23	92,8	92,8	5,89	0,06346	0,0634	1,84
D11-D13	4295,2	0,42952	536,23	532,26	61,5	61,5	3,97	0,064552	0,0645	1,33

D12-D13	1286,4	0,12864	533,55	532,26	54,6	54,6	1,29	0,02362	0,0236	1,79
D8-D15	1489,5	0,14895	531,84	529,75	65,6	65,6	2,09	0,03185	0,0318	1,84
D13-D15	1124,7	0,11247	532,26	529,75	36,8	42,3	2,51	0,05933	0,0682	1,034
D14-D15	5820,5	0,58205	537,21	529,75	148,8	148,8	7,46	0,05013	0,0501	2,90
D15-D16	345	0,0345	529,75	529,25	13,6	13,6	0,5	0,03676	0,0367	0,51

Une fois les caractéristiques des quatre réseaux déterminés, nous avons procédé à la détermination des débits totaux (eaux usées et pluviales) transitant dans les divers tronçons des réseaux, au dimensionnement hydraulique des canalisations et une vérification des conditions d'auto-curages des réseaux qui nous a permis d'arrêter les dimensions finales des conduites. Vu le nombre important de calculs suite aux nombres de tronçons, un code de calcul automatique sur Excel a été érigé qui nous a permis de faire plusieurs simulations (ces simulations étaient conditionnées par les conditions hydrauliques et d'auto-curages des réseaux). Les tableaux (III.18)-(III.19)-(III.20)-(III.21) résument les meilleures simulations des quatre réseaux.

**Par exemple :** dimensionnées les conduites (A1-A3), (A2-A3), (A3-A5) sont représentées dans la figure III.6 suivante :



**Figure III.6:** Schéma de tronçons (A1-A3A);(A2-A3) et (A3-A5)

**-Dimensionnement de conduite (A1-A3) :**

On a :  $Q_{eu}=0,0002m^3/s$

**\* détermination du Q pluvial :**

$C=0,7$  ;

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

$=0,0195 \cdot (216,8)^{0,77} \cdot (0,038)^{-0,385}$

$T_c=4,29min$  ;

$i=4 \cdot t_c^{-0,5}=4 \cdot (4,29)^{-0,5}=1,93(mm/h)$

$A=1,2567ha$

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

$=0,167 \cdot 0,7 \cdot 1,93 \cdot 1,2567$

$Q_{pluvial}=0,283m^3/s$

**\* Le débit total du tronçon :**

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

$$=0.0002+0.283$$

$$Q_{tot}=0.2832\text{m}^3/\text{s}$$

**\*détermination du diamètre de tronçons :**

$$D = \left[ \frac{n \cdot Q}{k \cdot \sqrt{I}} \right]^{3/8} = \left[ \frac{0.013 \cdot 0.2832}{0.03117 \cdot \sqrt{3.87\%}} \right]^{3/8} = 0.348\text{m}$$

*Donc le diamètre normalisé est : D<sub>nor</sub>=0,35m*

**\*détermination de débit à plein section :**

$$Q_{ps} = \frac{0.03117}{0.013} \cdot D^{8/3} \cdot \sqrt{I\%} = \frac{0.03117}{0.013} \cdot 0.35^{8/3} \cdot \sqrt{3.87} = 0.287\text{m}^3/\text{s}$$

**\*détermination de la vitesse à plein de section**

$$V_{ps} = \frac{4 \cdot Q_{ps}}{\pi \cdot D^2} = \frac{4 \cdot 0.287}{\pi \cdot 0.35^2} = 2.98\text{m/s}$$

**\*détermination de rapport de débit :**

$$rQ = \frac{Q}{Q_{ps}} = 0.98$$

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

$$r_H=0.8 ; \quad r_v=1.14$$

$$\begin{cases} V = r_v \cdot V_{ps} \\ H = r_H \cdot D \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} V = 3.40\text{m/s} \\ H = 0.28\text{m} \end{cases}$$

**\*détermination de temps de parcours :**

On a :

$$T_{par} = \frac{L}{60 \cdot V} = \frac{216}{60 \cdot 3.40} = 1.05\text{min}$$

$$T_{aval} = t_1 + t_2 = 5.35\text{min}$$

**\*condition d'auto curage :**

$$V(Q/10) = 0.55 \cdot 3.40 = 1.64\text{m/s} > 0.6\text{m/s} \text{ (donc condition vérifiée)}$$

**-Dimensionnement de conduite (A2-A3) :**

On a :  $Q_{eu}=0,00012\text{m}^3/\text{s}$

**\* détermination du Q pluvial :**

$C=0,7$  ;

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

$T_c=3,87\text{min}$  ;

$i=4 \cdot t_c^{-0,5}=4 \cdot (3,87)^{-0,5}=2,03 \text{ (mm/h)}$

$A=0,7173\text{ha}$

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

$=0,167 \cdot 0,7 \cdot 2,03 \cdot 0,7173$

$Q_{pluvial}=0,1703\text{m}^3/\text{s}$

**\* Le débit total du tronçon :**

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

$=0,00012+0,1703$

$Q_{tot}=0,17042\text{m}^3/\text{s}$

**\*détermination du diamètre de tronçons :**

$$D = \left[ \frac{n \cdot Q}{k \cdot \sqrt{I}} \right]^{3/8} = \left[ \frac{0,013 \cdot 0,17042}{0,03117 \cdot \sqrt{4,28\%}} \right]^{3/8} = 0,28\text{m}$$

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

**\*détermination de débit à plein section :**

$$Q_{ps} = \frac{0,03117}{0,013} \cdot D^{8/3} \cdot \sqrt{I\%} = \frac{0,03117}{0,013} \cdot 0,3^{8/3} \cdot \sqrt{4,28} = 0,200\text{m}^3/\text{s}$$

**\*détermination de la vitesse à plein de section**

$$V_{ps} = \frac{4 \cdot Q_{ps}}{\pi \cdot D^2} = \frac{4 \cdot 0,2}{\pi \cdot 0,3^2} = 2,83\text{m/s}$$

**\*détermination de rapport de débit :**

$$rQ = \frac{Q}{Qps} = 0,85$$

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

$$r_H=0,71 ; \quad r_v=1,12$$

$$\begin{cases} V = r_v \cdot Vps \\ H = r_H \cdot D \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} V = 3.17m/s \\ H = 0.213m \end{cases}$$

**\*détermination de temps de parcours :**

On a :

$$T_{par} = \frac{L}{60 \cdot V} = \frac{183.6}{60 \cdot 3.17} = 0.96min$$

$$T_{aval} = t_1 + t_2 = 4.84min$$

**\*condition d'auto curage :**

$$V(Q/10) = 0,55 \cdot 3.17 = 1.55m/s > 0.6m/s \text{ (donc condition vérifiée)}$$

**-Dimensionnement de conduite (A3-A5) nœud 1:**

$$\text{On a : } Q_{eu} = 0,0004m^3/s$$

**\* détermination du Q pluvial :**

On fait assemblage des sous bassin (BV1, BV2, BV3)

$$C = \frac{\sum C_i \cdot A_i}{\sum A_i} = 0,7;$$

$$T_c = \max (t_{c_{aval1}} ; t_{c_{aval2}} ; t_{c_{3bassin}})$$

$$= \max (5.34; 4.84; 1.93)$$

$$T_{c_3} = 5.34min$$

$$i = 4 \cdot t_c^{-0.5} = 4 \cdot (5.34)^{-0.5} = 1.73 \text{ (mm/h)}$$

$$A = \sum A_i = 2.11 \text{ ha}$$

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

$$=0,167.0,7.1,73.2,11$$

$$Q_{pluvial}=0,426\text{m}^3/\text{s}$$

**\* Le débit total du tronçon :**

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

$$=0,0004+0,426$$

$$Q_{tot}=0,4264\text{m}^3/\text{s}$$

**\*détermination du diamètre de tronçons :**

$$D=\left[\frac{n.Q}{k.\sqrt{I}}\right]^{3/8}=\left[\frac{0,013.0,4264}{0,03117.\sqrt{1,90\%}}\right]^{3/8}=0,46\text{m}$$

*Donc le diamètre normalisé est : D<sub>nor</sub>=0,5m*

**\*détermination de débit à plein section :**

$$Q_{ps}=\frac{0,03117}{0,013}.D^{8/3}.\sqrt{I\%}=\frac{0,03117}{0,013}.0,5^{8/3}.\sqrt{1,90\%}=0,52\text{m}^3/\text{s}$$

**\*détermination de la vitesse à plein de section**

$$V_{ps}=\frac{4.Q_{ps}}{\pi.D^2}=\frac{4.0,52}{\pi.0,5^2}=2,65\text{m/s}$$

**\*détermination de rapport de débit :**

$$rQ=\frac{Q}{Q_{ps}}=0,82$$

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

$$r_H=0,69 ; \quad r_v=1,11$$

$$\begin{cases} V = r_v.V_{ps} \\ H = r_H.D \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} V = 2,94\text{m/s} \\ H = 0,34\text{m} \end{cases}$$

**\*détermination de temps de parcours :**

On a :

$$T_{par}=\frac{L}{60.V}=\frac{54}{60.2,94}=0,30\text{min}$$

$$T_{\text{aval}}=t_1+t_2=2.23\text{min}$$

*\*condition d'auto curage :*

$$V(Q/10)=0,55.2.94=1.46\text{m/s} >0.6\text{m/s (donc condition vérifiée)}$$



✚ Le réseau de la zone A atteint une longueur maximale des tronçons de collecteurs de 280.8m inférieur à 300m et il est dimensionné avec des conduites circulaires de diamètre de 300mm à 1400mm m et avec une vitesse maximale de 3.99m/s qui est conforme la norme (inferieur à 4m/s [30]) et des pentes motrices comprises entre 4 mm/m et 83 mm/m à l'exception des deux tronçons (A82-A83 et A77-A86) ou leurs pentes ont été modifiées à 2mm/m pour satisfaire les conditions hydrauliques.

✚ Le collecteur principal du réseau I de la zone A sera connecté à une station de relevage en aval de ce dernier (existante) qui a été mise en service en 2013, elle est composée de 03 pompes d'une puissance de 22KW pour chaque pompe qui doivent relever un débit nominal de 42 l/s des eaux usées collectées dans le bassin vers la station d'épuration de Ain El Hout situé à un niveau plus élevé ainsi qu'un Hauteur manométrique totale (HMT) de 27.5m.

Cette station de pompage constitue d'un degriilleur automatique et manuel à l'entrer, d'un dessableur, une bache à eau usée, 03 pompes et une armoire électrique. Il est signalé qu'un déversoir d'orage est nécessaire avant la connexion du collecteur à la station de relevage afin évacuer un certain pourcentage d'eau pluviale, même le dimensionnement de station doit être revu.



✚ Le réseau de la zone B atteint une longueur maximale des tronçons de collecteurs de 183.8m inférieur à 300m et il est dimensionné avec des conduites circulaires de diamètre de 300mm à 1000 mm et avec des pentes motrices comprises entre 7mm/m et 74 mm/m et une vitesse maximale de 3.99m/s qui est conforme à la norme (inférieur à 4m/s[30]).

✚ La zone B évacue ses rejets vers l'oued Hay El Zaytoune qui sont dirigés vers la nouvelle station d'épuration de Hennaya qui été encours d'étude; d'après le responsable de subdivision des ressources en eau de Chetouane.



✚ Le réseau de la zone C atteint une longueur maximale des tronçons de collecteurs de 248.4m inférieur à 300m et il est dimensionné avec des conduites circulaires de diamètre de 300mm à 1200mm et avec des pentes motrices comprises entre 11mm/m et 80 mm/m et une vitesse maximale de 3.99m/s qui est conforme à la norme (inférieur à 4m/s[30]).

✚ La zone C évacue ses rejets vers Chaabat El Horra qui seront dirigés vers la nouvelle station d'épuration de l'Hennaya qui est en cours d'étude ; d'après le responsable de subdivision des ressources en eau de Chetouane.



✚ Le réseau de la zone D atteint une longueur maximale des tronçons de collecteurs de 161m inférieur à 300m et il est dimensionné avec des conduites circulaires de diamètre de 300mm à 550mm et avec des pentes motrices comprises entre 11mm/m et 80 mm/m et une vitesse maximale de 3.96m/s qui est conforme à la norme (inférieur à 4m/s[30]).

✚ Le rejet de la zone D est aussi dirigé vers la nouvelle station d'épuration de l'Hennaya qui été encours d'étude; d'après le responsable de subdivision des ressources en eau de Chetouane, mais nous avons fait une proposition de faire une station de relevage après le collecteur principale a cause de la topographie de la région et pour modifier des tracés devenus économiquement inacceptables en réseau gravitaire.

**Remarque :**

1- Les pentes de certains tronçons ont été réduites afin de d'avoir les vitesses d'écoulements d'eau qui dépassent la vitesse limite d'érosion, il est à signaler que la réalisation de ces tronçons doit s'effectuée par segments reliés par des regards de chute pour qu'ils n'apparaissent en surface pendant de leurs mises en place.

2- Les résultats obtenus à l'issu des calculs du dimensionnement des réseaux I; II; III et IV sont satisfaisants. L'auto-curage est respecté dans chaque tronçon des quatre réseaux ( $V (Q_{ps}/10) \geq 0,6 \text{ m/s}$ )

3- Les coefficients de ruissèlement ( $C_r$ ) adoptés pour calculer le débit d'eau pluviale de chaque zone ont été choisis en fonction de catégorie d'urbanisation selon le tableau III.11. Zone A,  $C_r=0.7$ , Zone B,  $C_r=0.6$ , Zone C,  $C_r=0.7$  et Zone D,  $C_r=0.5$

**III.4.5. Les profils en long du réseau:**

Après le tracé des réseaux de canalisations et la détermination des débits des eaux usées et pluviaux pour chaque tronçon nous avons tracé les profils en long de quelque tronçons du réseau(figures III.7 à III.19), ils servent à déterminer les profondeurs des tranchées et les cotes, de pose des conduites suivant le diamètre de chaque tronçon [09].



✚ A partir des profils en longs qu'on nous a tracés (**Figure III.7 jusqu'à la figure III.19**), on peut conclure que les regards sont installés avec une profondeur minimale de 1.m et maximale de 5m donc nous sommes dans la norme ( $0.8m < H < 6m$ ). Nous étions contraint d'adoucir les pentes de quelques conduites d'assainissement par rapport aux pentes des terrains afin de satisfaire les conditions d'écoulement; ces conduites doivent être réalisées par segments pour qu'elles n'apparaissent, ainsi suite à ces modifications la profondeur maximale des fouilles sera de 5m.

✚ Les regards installés que nous avons proposés sur les quatre réseaux sont représentés dans la **figure III.20** suivante:



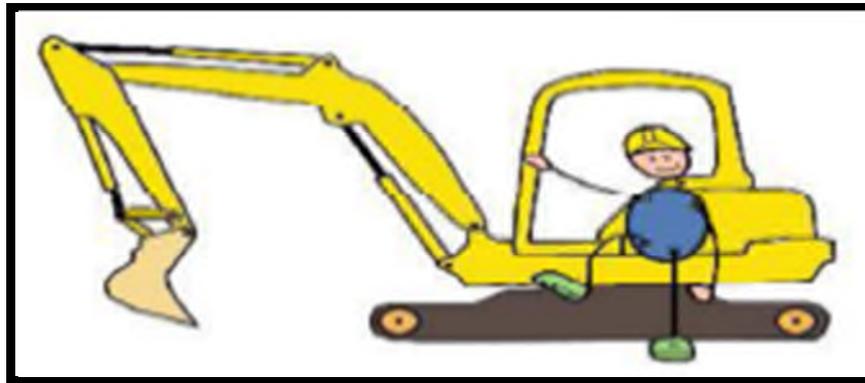
Les regards sont installés en respectant la distance maximale recommandée de 70m [15] entre deux regards (distance maximale atteinte de 67.5m) et en prenant compte les changements des directions et de pentes motrices.

### III.5. Techniques de réalisation d'un réseau d'assainissement :

#### III.5.1. Les terrassements :

Ils sont souvent réalisés mécaniquement à l'aide de mini-pelle ou tractopelle selon l'espace disponible. Le tracé du réseau doit être le plus direct et le plus court possible. La tranchée doit avoir un largueur suffisant pour travailler aisément et effectuer une pose correcte [27].

Les conduites peuvent être posées en terre, en élévation au-dessus du sol, en galerie, sur des ouvrages d'arts ou même dans le lit d'une rivière. La pose en terre constitue le mode de pose le plus souvent utilisé. Elle permet en effet d'avoir une eau relativement fraîche en été. Il s'agit de placer la conduite dans une tranchée de largeur suffisante (minimum 0,60 m). Une distance variant de 0,60 à 1,20 m doit être gardée entre le niveau du sol et la génératrice supérieure du tuyau.



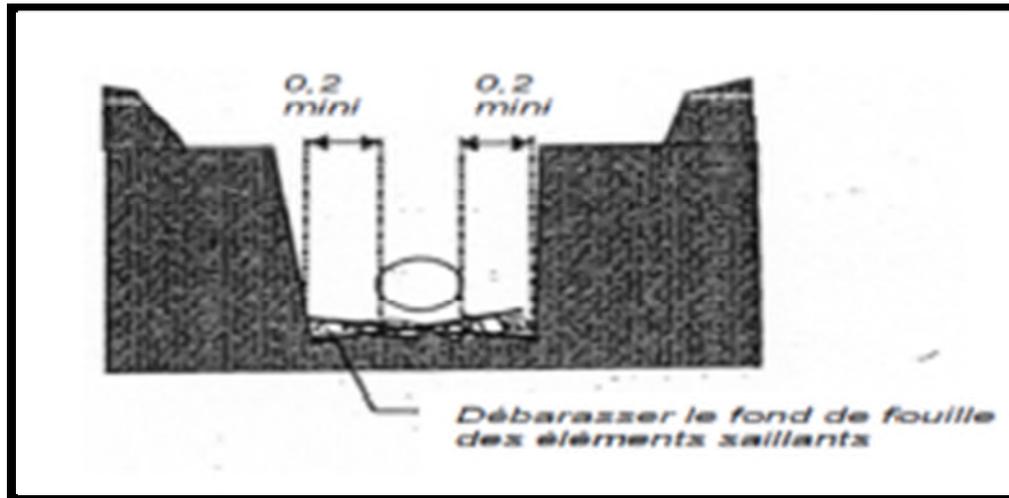
**Figure III.21:** Image d'un tractopelle [27].

#### III.5.2. Profondeur de la fouille :

Prévoir la place nécessaire à la mise en œuvre du lit de pose.

Largeur de fouille : elle doit être supérieure au diamètre extérieur du tube, augmentée de part et d'autre de 30 cm.

Débarrasser les fouilles des roches de grosse granulométrie et des affleurements de points durs, puis les dresser suivant la pente prévue au projet. Pose conseillée sur un lit de sable de 10 cm [27].



**Figure III.22:** Schéma de mise en œuvre des conduites [27].

### III.5.3. Remblai de la tranchée :

Pose d'un grillage avertisseur puis réutilisation des déblais d'extraction de la fouille.

Ceux-ci seront toutefois expurgés des éléments de dimension supérieure à 10 cm, des débris végétaux et animaux, des vestiges de maçonnerie. Ce remblai est réalisé par couches successives et régulières, légèrement damées par des moyens adaptés. Dans les zones de circulation, il faut recourir à un matériau d'apport de type sable ou grave calcaire, en insistant sur le compactage de manière à garantir la résistance de la conduite, voire du béton si la couverture de la conduite est inférieure à 0,6 m [27].

### III.5.4. Pose des canalisations :

La réalisation d'un système d'assainissement est régie par les lois auxquelles sont soumis tous chantiers se trouvant dans la nature, en milieu urbain soient ils ou en milieu rural.

Pour une réalisation optimale il faut suivre les règles de l'organisation du chantier en général. La méthode la plus utilisée est la méthode CPM « criticalpath méthode », c'est une méthode qui consiste à réduire les temps de réalisation, les coûts, et augmenter le rendement du travail. Elle se base sur l'établissement d'un réseau qui traduit la succession des opérations constituant le projet en question. A la fin on obtient ce qu'on appelle le chemin critique.

#### III.5.4.1. Les informations sur les réseaux publics existants :

Le sous - sol des voiries reçoit l'ensemble des canalisations et réseaux qui concernent : l'eau potable, les égouts, électricité, gaz et télécommunications.

Devant cette situation, avant de faire la pose de nos conduites, il convient de préparer une étude très détaillée sur l'encombrement du sous-sol, afin d'éviter de détruire les revêtements des chaussées et les autres conduites.

#### **III.5.4.2. Exécution des travaux :**

Les principales étapes à exécuter pour la pose des canalisations sont [14]:

- Vérification, manutention des conduites ;
- Décapage de la couche du goudron (si elle existe) ;
- Emplacement des jalons des piquets (piquetage) ;
- Exécution des tranchées et des fouilles pour les regards ;
- Aménagement du lit de pose ;
- La mise en place des conduites ;
- Assemblage des tuyaux ;
- Faire les essais d'étanchéité pour les conduites et les joints ;
- Construction des regards ;
- Remblai des tranchées.

#### **III.6. Devis approximatif du projet :**

Le calcul du devis quantitatif et estimatif permet d'effectuer une estimation du coût de notre projet. L'estimation est réalisée au stade du schéma de principe, par mètre linéaire de canalisation posée.

Les différentes opérations effectuées sont :

- Travaux de décapage à grande masse ;
- Travaux de décapage de la tranchée ;
- fourniture et pose de lit de sable ;
- fourniture et pose des buses en béton armé ;
- L'exécution des regards de chute, de visite ou de jonction ;
- Travaux de remblai de la tranchée ;

-Transport des terres excédentaires [14].

### III.6.1. Calcul du volume des travaux:

#### III.6.1.1. Volume de déblais:

Le volume du déblai est calculé en fonction de la longueur, largeur de la tranchée et coefficient grossissement, le volume est défini par l'équation suivante :

$$V_D = K L H_m (B + m H_m) \quad (m^3) \dots \dots \dots (III.21)$$

Avec:

$V_D$ : volume du déblai ( $m^3$ ).

L: longueur de la tranchée m.

B: largeur de la tranchée m.

K: coefficient grossissement (1,2).

#### III.6.1.2. volume de lit de sable:

Détermination du volume de lit de sable par l'équation suivante :

$$V_{LS} = e L (B + m e) \quad (m^3) \dots \dots \dots (III.22)$$

Avec:

$V_{LS}$  : volume du lit du sable en ( $m^3$ ).

e: largeur de la couche de sable en (m).

B: largeur de la couche du tronçon en (m).

L: longueur totale de la tranchée (m).

#### III.6.1.3. Volume occupé par les conduites:

La conduite occupe un volume qui est défini par l'équation suivante :

$$V_{cdt} = L \pi D^2 / 4 \quad (m^3) \dots \dots \dots (III.23)$$

Avec:

$V_{\text{cdt}}$  : volume occupé par les conduites en (m<sup>3</sup>).

$L$ : longueur totale de la tranchée en(m).

$D$  : diamètre de la conduite en (m).

**III.6.1.4. Volume remblai:**

C'est le volume de pose du conduite sur la tranché est définis comme suit

$$V_r = V_D - (V_{\text{cdt}} + V_{\text{LS}}) \quad (\text{m}^3)\dots\dots\dots(\text{III.24})$$

$V_r$  : volume du remblai en (m<sup>3</sup>).

**III.6.1.5. Volume excédentaire:**

Volume du sol excédentaire est défini comme suit :

$$V_{\text{exc}} = V_f - V_r \quad (\text{m}^3)\dots\dots\dots(\text{III.25})$$

$V_{\text{exc}}$ : volume du sol excédentaire en (m<sup>3</sup>).

$V_f$  : volume du sol foisonné én (m<sup>3</sup>).

**Tel que :**  $V_f = V_D K_f \quad (\text{m}^3)$

$K_f$ : coefficient de foisonnement dépend de la nature de sol pour notre cas on à :  $K_f = 1,23$ .

Les résultats obtenus pour le calcul des volumes sont représenté dans le tableau III.22:

**Tableau III.22:** Résultats de calcul des volumes du terrassement pour les quatre zones

	V déblai (m3)	V conduites (m3)	V lit de sable e=0,15 m	V remblai (m3)	V déblai excés (m3)
Zone A	22971,96	1577,71	802.19	20163,57	8091,94
Zone B	7762,56	389,94	359.24	6820,3	2727,64
Zone C	11467,37	556,6	395.98	10302,52	3802,35
Zone D	2478,18	91,75	108.1	2220,09	828,07
Somme (m3)	44680,07	2616	1665.51	39506,48	15450

**III.6.2. Détermination du devis estimatif et quantitatif :**

Le devis estimatif et quantitatif du réseau d'assainissement de l'UC 08 est donné dans le tableau III.23:

**NB-**les prix unitaires sont donnés par la direction d'hydraulique

**Tableau III.23:** Devis quantitatif estimatif approximatif du réseau d'assainissement

	Désignation des travaux	Unité	quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
<b>A</b>	<b>TRAVAUX DE TERRASSEMENT</b>				
1	Terrassement dans un terrain meuble pour une largeur moyenne de 1,50m et profondeur moyenne de 1,7m	M3	44680,07	250,00	11170017,5
2	Exécution d'un remblai	M3	39506,48	200,00	7901296
3	Mise en place d'un lit de pose en sable d'une épaisseur de 0,1m	M3	1665,51	1000,00	1665510
4	Evacuation des terres excédentaires et la décharge publique	M3	15450	200,00	3090000
<b>B</b>	<b>Canalisations</b>				
1	Fourniture et pose des buses y compris étanchéité des joints et raccordement en mortier de ciment dosé à 350kg/m <sup>3</sup> y compris toutes sujétions.				
	D =300mm	ML	9360,2	600,00	5616120,00
	D= 350mm	ML	1783	750,00	1337250,00
	D = 400mm	ML	846,4	900,00	761760,00
	D= 450mm	ML	597	1000,00	597000,00
	D= 500mm	ML	454,4	1100,00	499840,00
	D= 550mm	ML	286,3	1200,00	343560,00
	D= 600mm	ML	599,4	1300,00	779220,00
	D= 700mm	ML	243	1500,00	364500,00
	D= 800mm	ML	54	1600,00	86400,00

	D= 900mm	ML	116,1	1750,00	203175,00
	D= 1000mm	ML	448,2	10000,00	4482000,00
	D= 1200mm	ML	294,3	10100,00	2972430,00
	D=1400mm	ML	178,2	10200,00	1817640,00
<b>C</b>	<b>Regards</b>				
1	Exécution de regards de visite en béton armé	U	380	35000,00	13300000
2	Exécution des regards de chute e béton armé	U	77	40000,00	3080000
				Total(HT)	60067718,50
				T.V.A(17%)	10211512,1
				Total TTC	70279230,65

**Arrêté le présent devis quantitatif et estimatif à la somme de :**

Soixante dix million deux cent soixante dix neuf mille deux cent trente dinars et soixante cinq centimes.

## Conclusion

L'étude d'un réseau d'assainissement repose sur plusieurs critères, dépendant de la nature du terrain, la nature et la quantité de l'eau à évacuer, ainsi que le plan d'urbanisation de l'agglomération.

De tous ces critères résulte, le choix du système d'évacuation, ainsi que le schéma correspondant.

Pour l'agglomération de l'UC 08 Flanc nord de Chetouane, l'évaluation des débits des eaux pluviales s'est faite par la méthode rationnelles, les débits des autres types des eaux usées (domestiques, et service publique) ont été déterminés selon la répartition de la population.

Le cheminement des collecteurs s'est fait selon la topographie du terrain, (suivant le cheminement qui favorise l'écoulement gravitaire de l'eau).

Nous avons optés pour les réseaux en système unitaire pour les avantages techniques et économiques que présente ce type de réseau vu le nombre important de calcul suite au nombre tronçons un code de calcul automatique sur Excel a été érigé qui nous a permis de faire plusieurs simulations (ces simulations étaient conditionnées par les conditions hydrauliques et d'auto-curages des réseaux).

A terme de cette étude nous sommes parvenue à proposer un schéma d'assainissement pour ladite zone d'étude, suite à la configuration topographique du site, cette dernière a été subdiviser en quatre zones selon les lignes de partages des eaux, ainsi quatre réseaux d'assainissement de longueurs 7279.5m; 3588.1m; 3782.7m et 1115.5m successivement ont

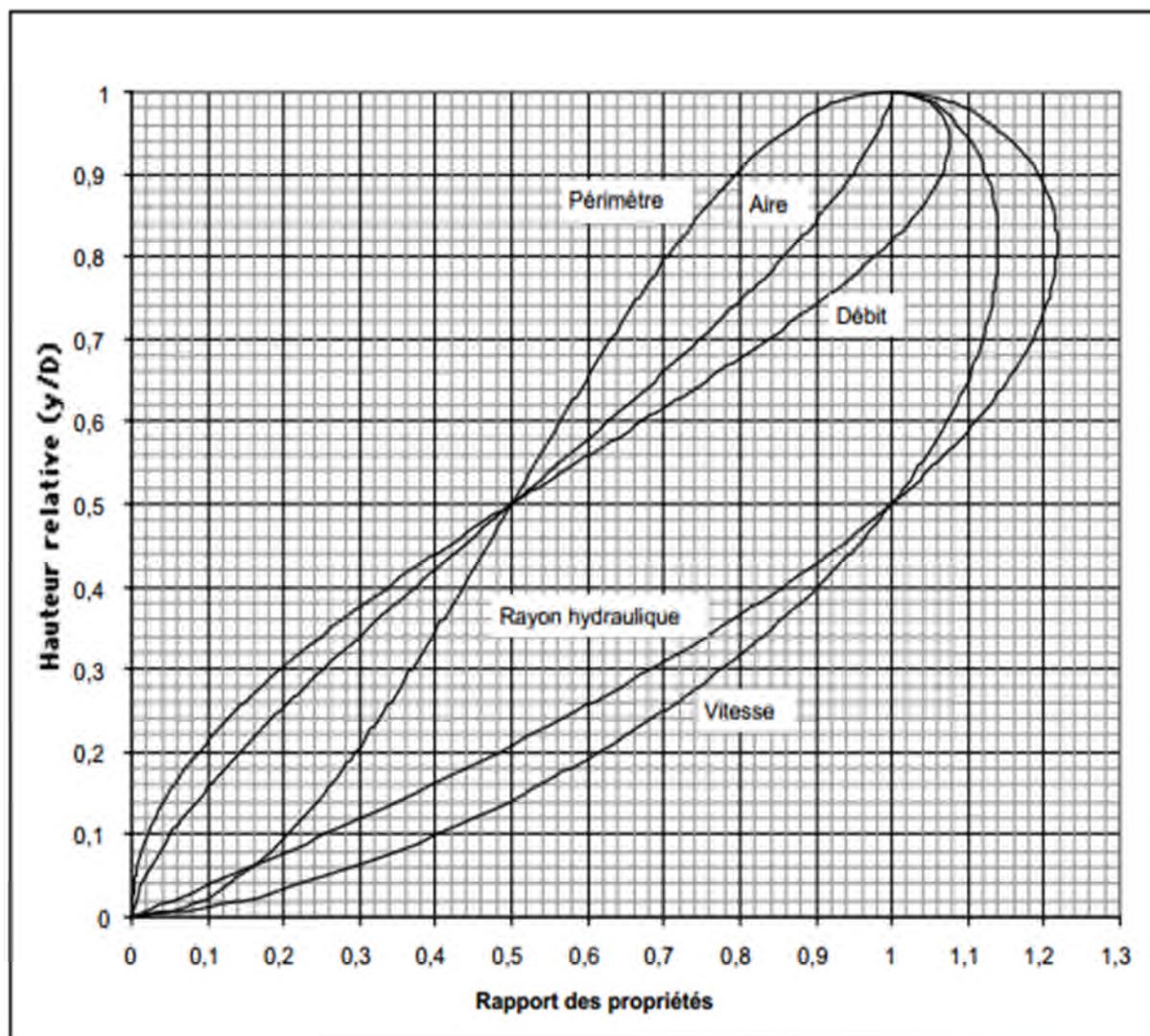
été proposés et dimensionnés avec des conduites circulaires de diamètre 300mm à 1400mm pour la zone A, 300mm à 1000 mm pour la zone B, 300mm à 1200mm pour la zone C et 300mm à 550mm pour la zone D, avec des vitesses conformes à la norme (inférieure à 4m/s), nous avons ainsi, identifié un rejet pour chaque point.

*REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUE*

- [01] Maksimovic.C et Tejada-Guibert.J.A, 2001, «Les nouvelles frontières de la gestion urbaine de l'eau». Edition: Roche Pierre-Alain, Paris.
- [02] Souad A.A, 2003, «Etude de diagnostic du réseau D'assainissement de la ville de Cheréa wilaya de Blida». Mémoire de fin d'étude en vue de l'obtention du diplôme d'ingénieur d'état en hydraulique, Ecole nationale supérieure de l'hydraulique Arbaoui Abdallah, Département des spécialités, Blida.
- [03] Kerloc'h.B et Maelstaf.D, 1983, « Le dimensionnement des réseaux d'assainissement des agglomérations ». C.E.T.E, nord Picardie.
- [04] Boualalem.S, 2013, «Eau et l'assainissement pour un développement durable». Mémoire de fin d'étude pour l'obtention du diplôme de master en hydraulique. Université Abou-Baker Belkaïd , Tlemcen.
- [05] Ndiaye.O et Sarr.AG, 2007, «Etude du plan directeur d'assainissement de Touba». Projet de fin d'études en vue de l'obtention du diplôme d'ingénieur de conception. Département génie civil. Université Cheikh ANTA DIOP de Dakar. Sénégal.
- [06] Deute. J .C, 2000, « Instruction Technique Relative Aux Réseaux D'assainissement Des Agglomérations », Edition ENPC (Ecole Nationale De Ponts Et Chaussées, Paris) & CEREVERE (Centre d'enseignement et de recherche eau ville environnement France)
- [07] <http://www.cepralmar.org/documents/note-sur-la-gestion-qualitative-des-eaux-pluviales.PDF>, (Consulté le19/03/2015).
- [08] <http://www.Réseau d'assainissement Conception, calcul de débits. PDF>, (Consulté le 18/04/2015).
- [09] Ghali.S, 2012, «Etude d'un schéma directeur d'assainissement de la ville Marsa Ben M'hidi». Projet de fin d'étude pour l'obtention du diplôme master en hydraulique, Université Abou Bekr Belkaid, Tlemcen.
- [10] Gomella. C et Gurree. H, 1986, «Guide d'assainissement dans les agglomérations urbaines et rurales (tome 1)». Edition Eyrolles, Paris.

- [11] Bouchelkia.H, 2014, supports du cours assainissement urbaine, HT822 pour Master 1 hydraulique, option: Technologie de traitement des eaux, Université Abou Bekr Belkaid, Tlemcen.
- [12] Azira.K, 2005, « Etude de la réhabilitation du réseau d'assainissement de la ville de Boughzoul wilaya de Médéa». Mémoire de fin d'études pour l'obtention du diplôme d'ingénieur d'état en hydraulique, Option: Conception des systèmes d'assainissement. Ecole nationale supérieure de l'hydraulique ENSH-Blida.
- [13] Zoubiri.F, 2005, «Etude d'un réseau d'assainissement de la ville de HADJOUT, de la commune de Hadjout, wilaya de Tipaza». Mémoire de fin d'études pour l'obtention du diplôme d'ingénieur d'état en hydraulique. Option: Conception des systèmes d'assainissement. Ecole nationale supérieure de l'hydraulique ENSH-Blida.
- [14] Haddad.A, 2005, «Diagnostic et extension du réseau d'assainissement de la ville de Hadjout wilaya de Tipaza». Mémoire de fin d'études pour l'obtention du diplôme d'ingénieur d'état en hydraulique. Option: Conception des systèmes d'assainissement. Ecole nationale supérieure de l'hydraulique ENSH-Blida.
- [15] Marc. S et Béchir. S, 2006, «guide technique d'assainissement». Edition le Moniteur. Paris.
- [16] Cherifi.A, 2005, «Rénovation du réseau D'assainissement de la ville de Boudouaou (w. Boumerdes)». Mémoire de fin d'études Pour l'obtention du diplôme d'ingénieur d'état en hydraulique. Option: Conception des systèmes d'assainissement. Ecole nationale supérieure de l'hydraulique. ENSH-Blida.
- [17] Derais.S, 2005, «Etude de rénovation et d'extension Du réseau d'assainissement de la Ville de Chebli». Mémoire de fin d'études En vue de l'obtention du diplôme d'ingénieur d'état en hydraulique, école nationale supérieure de l'hydraulique Abdallah Arbaoui. Blida.
- [18] Ennaouri.I, 2010, «Modélisation de la dégradation hydraulique et structurale des réseaux sanitaires et pluviaux». Mémoire présenté en vue de l'obtention du diplôme de maîtrise ès sciences appliquées. Université de Montréal.
- [19] DUC (direction de l'urbanisme et de la construction de la Wilaya de Tlemcen), 2014, «Plan d'occupation du sol UC 08 commune de Chetouane , Phase 01 : Diagnostic –Analyse et propositions d'aménagement».

- [20] Fellah.H.S, 2012, «La cartographie de vulnérabilité et du risque de pollution des eaux souterraines dans le groupement urbain de Tlemcen». Projet de fin d'étude pour l'obtention du diplôme master en hydraulique « eau, sol et aménagement » option : espace urbain. Université Abou Bekr Belkaid, Tlemcen.
- [21] Dégerment, 2005, « Mémento technique de l'eau». Tome 01, Lavoisier, Paris.
- [22] Chekroun.A, 2013, «Étude et conception d'une station d'épuration des eaux usées domestiques par lits de roseaux pour de petites agglomérations : Cas de Fraouna (Commune de Terny)». Mémoire de Master, Département d'hydraulique, université de Tlemcen.
- [23] Abdi El Aziz.S, 2003, «Etude de diagnostic du réseau d'assainissement de la ville de Cheréa (w. Blida)».Mémoire de fin d'étude en vue de l'obtention du diplôme d'ingénieur d'état en hydraulique. Ecole nationale supérieure de l'hydraulique Arbaoui Abdallah, Département des spécialités, Blida.
- [24] APC de la commune de Chetouane
- [25] Julien.W, 2009, «Requalification du centre-ville de Lure». Projet de fin d'études pour l'obtention du diplôme ingénieur en génie civil, INSA de Strasbourg.
- [26] Lamraoui.L, 2009, «Modélisation du réseau d'assainissement unitaire, cas de la ville de Boujaad». Mastère spécialisée en management et ingénierie des services d'eau d'assainissement et déchet (MISEAD).Rabat, Maroc.
- [27] Savane.M, 2012, «Dimensionnement des réseaux d'AEP et d'assainissement de la localité de M'sala commune de Chetouane». Projet de fin d'étude pour l'obtention du diplôme Master en hydraulique « eau, sol et aménagement » option : espace urbain. Université Abou Bekr Belkaid, Tlemcen.
- [28] François G Brière, 2000, «Distribution et collecte des eaux, Edition Presses internationales Polytechnique Canada».
- [29] Smara.M, 2008, «Etude du schéma directeur d'El Abadia (w. Ain Defla)». Mémoire de fin d'études en vue de l'obtention du diplôme d'ingénieur d'état en hydraulique école nationale supérieure de l'hydraulique « Arbaoui Abdellah ».
- [30] François, V, 1994, « Mémento du gestionnaire de l'alimentation en eau et de l'assainissement », Edition Moniteur, Paris.



g 6.8 - Propriétés hydrauliques d'une section circulaire

## **Résumé :**

Notre étude a pour objet de répondre aux besoins que pose le secteur d'urbanisation future UC 08 de la commune de Chetouane en matière d'assainissement qui est complètement dépourvu d'un réseau d'évacuation que se soit pour les eaux usées que pour les eaux pluviales, ce qui a incité la population existante à l'utilisation de fosses septique individuelle.

Donc, suivant les informations propres à l'agglomération concerné à l'étude (la topographie, la démographique, situation géographique...), nous avons proposé un tracé et dimensionné un réseau d'assainissement pour cette zone. Suite à la topographie du site nous avons été contraints de subdiviser le réseau en quatre réseaux d'assainissements selon les lignes de partage des eaux de ruissellement. Le réseau adopté est de type unitaire, ayant le potentiel d'assurer l'évacuation commune et en toute sécurité de l'ensemble des eaux pluviales et usées, les rejets seront acheminés à des exutoires naturels compatibles avec les exigences de la santé publique et de l'environnement et respectant les conditions hydrauliques et d'auto-curages afin d'éviter l'obturation des collecteurs.

## **Mots clés:**

Assainissement, réseau, évacuation, eaux usées, eaux pluviales, UC 08, Chetouane

## **Abstract:**

Our study aims to meet the needs posed by the future urbanization sector UC 08 of the Common Chetouane sanitation that is completely devoid of drainage system whether for waste water or rainwater, which in encourage the existing population in the use of individual septic tanks.

According to the information specific to the agglomeration concerned in the study (topography, population, location ...) we dimensioned and drawn this area into four refurbishments networks under a unitary system, with the potential of ensure evacuation common and safely of all rainwater and wastewater, as well as their rejection, in ways compatible with the requirements of public health and the environment, we respect the hydraulic conditions and self – curages.

## **Keywords:**

Consolidation, network, drainage, sewage, wastewater, rainwater.

## **ملخص:**

الهدف من دراستنا تلبية الاحتياجات التي يفرضها قطاع التحضر في المستقبل UC 08 بلدية شتوان في مجال الصرف الصحي الذي يخلو تماما من نظام الصرف سواء للمياه المستعملة أو مياه الأمطار، مما أدى إلى تشجيع السكان الحاليين لاستخدام خزانات الصرف الصحي الفردية. وفقا للمعلومات المحددة عن قطاع التحضر المعني في الدراسة (التضاريس والسكان والموقع ...) قمنا باقتراح شبكة تطهير بتخطيطها و أبعادها وقسمنا هذه المنطقة إلى أربع شبكات الترميم في ظل نظام موحد، مع إمكانية تضمن إخلاء حدة كل من مياه الأمطار والمياه المستعملة، فضلا على توافقها مع متطلبات الصحة العامة والبيئة، مع احترام الظروف الهيدروليكية وتشريح الذاتي.

## **الكلمات المفتاحية:**

شبكة الصرف الصحي، مياه الأمطار والمياه المستعملة.