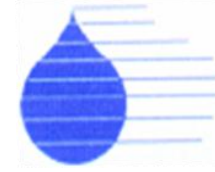


الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
REpubLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
وزارة التعليم العالي و البحث العلمي
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique
جامعة أبي بكر بلقايد – تلمسان-
Université ABOU BEKR BELKAID



Faculté de Technologie

Département d'Hydraulique

MEMOIRE

Projet de Fin d'Etude
Pour l'obtention du diplôme Master en **Hydraulique**
« Eau, Sol et Aménagement »

Thème

Etude d'assainissement de la ville Sebdou

Soutenue publiquement le 16 / 06/2016

Présenté par : Negadi mohammed

Negadi Mohammed

Devant le jury :

M ^{ME} DJIDED H	Présidente
M ^R ROUISSAT B.....	Examineur
M ^R TERKI HASSAINE T. A.....	Examineur
M ^R BOUCHELKIA H.....	Encadreur
M ^{ME} BOUCHELKIA.F	Encadreur

Promotion 2015/2016

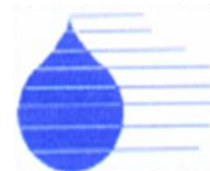
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

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'Etude

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

« Eau, Sol et Aménagement » Option : Espace Urbain

Thème

Etude expérimentale de la contribution d'un lit bactérien et d'une filtration dans l'amélioration de la qualité des eaux épurées par boues activées.

Soutenue publiquement le **15 / 03 /2012**

Présenté par :

M^{elle} RAOUTI HOURIA

Devant le jury :

M ^R CHIBOUB FELLAH Abdelghani.....	Président
M ^R BOUMEDIENE Maamar	Examineur
M ^R BOUKLI HASSEN Cherifa.....	Examineur
M ^R BOUCHELKIA Hamid.....	Encadreur
M ^{ME} BELARBI Fadila.....	Encadreur

Promotion 2010/2011

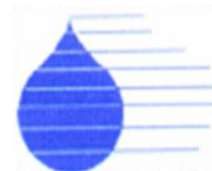
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

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'Etude

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

« Eau, Sol et Aménagement » Option : Espace Urbain

Thème

Etude expérimentale de la contribution d'un lit bactérien à pouzzolane dans l'amélioration de la qualité des eaux épurées par boues activées.

Soutenue publiquement le **31 / 10 /2012**

Présenté par :

M^R SAHOULI SHAMS EDDINE

Devant le jury :

M ^R BESSEDIK Madani.....	Président
M ^R BOUMEDIENE Maamar	Examineur
M ^R BOUKLI HASSEN Cherifa.....	Examineur
M ^R BOUCHELKIA Hamid.....	Encadreur
M ^{ME} BELARBI Fadila.....	Encadreur

Promotion 2011/2012

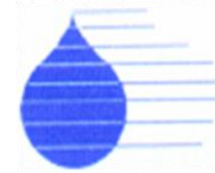
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

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'Etude

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

« Eau, Sol et Aménagement » Option : Espace Urbain

Thème

Etude

Soutenue publiquement le **31 / 10 /2012**

Présenté par :

M^r SAHOULI SHAMS EDDINE

Devant le jury :

M ^R BENMANSOUR Abdelhalim.....	Président
M ^R ROUISSAT Bouchrit.....	Examineur
M ^R BENTALHA Chakib.....	Examineur
M ^R BOUCHELKIA Hamid.....	Encadreur
M ^R	Encadreur

Promotion 2011/2012

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 encadreurs **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 ROUISSAT.B** et **Mr TERKIHASSAINE.T.A** pour l'intérêt qu'ils ont porté à ce mémoire en acceptant de l'examiner. Mes vifs remerciements vont à **Mme. DJDID.H** pour m'avoir fait l'honneur de présider le jury de soutenance.

J'adresse mes très sincères remerciements à : **Mr Larabi.B** ingénieur d'état à la subdivision d'hydraulique de Sebrou, 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.

Dédicace

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

à :

*Mon père et ma mère pour leurs sacrifices et leurs conseils, sans lesquels je
ne serais jamais arrivé a ce niveau que dieu les gardent.*

*Mes freress : Aboubekr , abdellah, abdessamad, sallah eddin, Younes , et
mes neveu yahia badre eddin et djawad*

Toute la famille Negadi

A la promotion de 2eme années masterhydraulique 2015/2016

Liste des Figures

Chapitre I

Figure I.1 : Types d'installation d'assainissement collectif	5.....
Figure I.2 : Types d'installation d'assainissement autonome.....	6
Figure I.3 : Schéma d'un réseau séparatif.....	7
Figure I.4 : Schéma d'un réseau unitaire.....	8
Figure I.5 : Schéma d'un réseau mixte.....	8
Figure I.6 : Schéma d'un réseau pseudo-séparatif.....	9
Figure I.7 : Schéma perpendiculaire.....	11
Figure I.8 : Schéma par déplacement latéral	11
Figure I.9 : Schéma transversal ou oblique	12
Figure I.10 : Schéma par zone étagée.....	12
Figure I.11 : Schéma radial	12
Figure I.12 : Type des joints.....	16
Figure I.13 : branchements.....	17
Figure I.14 : Caniveaux	18
Figure I.15 : Caniveaux de sol.....	19
Figure I.16 : Caniveaux à grille.....	19
Figure I.17 : Les bouches d'égout[10]	20
Figure I. 18 : Déversoir d'orage à seuil frontal (coupe en plan).....	22
Figure I.19 : Déversoir d'orage classique à seuil latéral biais.....	23
Figure I. 20 : Déversoir d'orage à double seuil latéral.....	24
Figure I. 21 : Déversoir d'orage avec ouverture du radier.....	25

Chapitre II

Figure II.1 : Situation de la commune de Sebdou, Wilaya de Tlemcen	30
Figure II.2 : Rejet Hai Bouanani (Zone01)	35
Figure II.3 : Rejet Boumedan et hai chouhada (Zone 3 et 4)	36

Chapitre II

Figure III.1 : Carte Sebdou.....	39
Figure III.2 : Zone 01 eaux useés	47
Figure III.3 : Zone 02 eaux useés	52
Figure III.4 : Zone 03 eaux useés	55
Figure III.5 : zone 4 eaux useés.....	57
Figure III.6 : Zone 05 eaux useés	60

Figure III.7 : Zone 06 eaux useés	63
Figure III.8 : Zone 07 eaux useés	66
Figure III.9 : Zone 08 eaux useés	68
Figure III.10 : Zone 09 eaux useés	70
Figure III.11 : Zone 10 eaux useés	73
Figure III.12 : Zone 01 eaux useés	47
Figure III.13 : Zone 02 eaux useés	52
Figure III.14 : Zone 03 eaux useés	55
Figure III.15 : zone 04 eaux useés.....	57
Figure III.16 : Zone 05 eaux useés	60
Figure III.17 : Zone 06 eaux useés	63
Figure III.18 : Zone 07 eaux useés	66
Figure III.19 : Zone 08 eaux useés	68
Figure III.20 : Zone 09 eaux useés	70
Figure III.21 : Zone 10 eaux useés	73
Figure III.22 : Zone 01 eaux pluviales	47
Figure III.23 : Zone 02 eaux pluviales	92
Figure III.24 : Zone 03 eaux pluviales	955
Figure III.25 : zone 04 eaux pluviales	98
Figure III.26 : Zone 05 eaux pluviales	101
Figure III.27 : Zone 06 eaux pluviales	104
Figure III.28 : Zone 07 eaux pluviales	107
Figure III.29 : Zone 08 eaux pluviales	110
Figure III.30 : Zone 09 eaux pluviales	113
Figure III.31 : Zone 10 eaux pluviales	117
Figure III.32 : Zone 01 eaux pluviales	120
Figure III.33 : Zone 02 eaux pluviales	123
Figure III.34 : Zone 03 eaux pluviales	127
Figure III.35 : zone 04 eaux pluviales	130
Figure III.36 : Zone 05 eaux pluviales	133
Figure III.37 : Zone 06 eaux pluviales	137
Figure III.38 : Zone 07 eaux pluviales	140
Figure III.39 : Zone 08 eaux pluviales	143
Figure III.40 : Zone 09 eaux pluviales	146
Figure III.21 : Zone 10 eaux pluviales	149

Figure III.22 : Ligne de déversement 115

Chapitre IV

Figure IV.1 : compactage du lit 135

Figure IV.2 : Pose de canalisation 136

Liste des Tableaux

Chapitre I

Tableau I.1 : Avantages et inconvénients des différents systèmes.....	9
---	---

Chapitre II

Tableau II.1 : Moyennes des précipitations mensuelles [22].	32
---	----

Tableau II.2 : Moyenne Des Températures Mensuelles [22].	32
--	----

Chapitre III

Tableau III.1 : Consommation et les rejets pour chaque zone.....	42
--	----

Tableau III.2 : Estimation de la population.	43
---	----

Tableau III.3 : Consommations et les rejets	44
---	----

Tableau III.4 : Calcul des débits et répartition sur les tronçons de la zone A	45
--	----

Tableau III.5 : Calcul des débits et répartition sur les tronçons de la zone B	48
--	----

Tableau III.6 : Calcul des débits et répartition sur les tronçons de la zone C	53
--	----

Tableau III.7 : calcul des débits et répartition sur les tronçons de la zone D	56
--	----

Tableau III.8 : Calcul des débits et répartition sur les tronçons de la zone E.....	58
---	----

Tableau III.9 : Calcul des débits et répartition sur les tronçons de la zone F.....	61
---	----

Tableau III.10 : calcul des débits et répartition sur les tronçons de la zone G	64
---	----

Tableau III.11 : Calcul des débits et répartition sur les tronçons de la zone H	67
---	----

Tableau III.12 : calcul des débits et répartition sur les tronçons de la zone I.....	69
--	----

Tableau III.13 : calcul des débits et répartition sur les tronçons de la zone J	71
---	----

Tableau III.14 : Coefficient de ruissellement en fonction de la densité de population [17] :.....	77
---	----

Tableau III. 15 : Coefficients de ruissellement en fonction de la catégorie d'urbanisation [17]:	77
--	----

Tableau III.16 : Coefficient de ruissellement en fonction de la zone d'influence [17] :	77
---	----

Tableau III. 17 : Détermination des paramètres équivalents d'assemblage des bassins versants [04] :	80
---	----

Tableau III.18 : Evaluation du débit pluvial pour la zone A	84
---	----

Tableau III.19 : données caractérisant le réseau B :	85
--	----

Tableau III.20 : Evaluation du débit pluvial pour la zone C:	89
--	----

Tableau III.21 : Evaluation du débit pluvial pour la zone D :	91
---	----

Tableau III.22 : Evaluation du débit pluvial pour la zone E :	93
---	----

Tableau III.23 : Evaluation du débit pluvial pour la zone F :	95
---	----

Tableau III.24 : Evaluation du débit pluvial pour la zone G :	96
---	----

Tableau III.25 : Evaluation du débit pluvial pour la zone H :	98
---	----

Tableau III.26 : Evaluation du débit pluvial pour la zone I :	100
---	-----

Tableau III.27 : Evaluation du débit pluvial pour la zone J :	102
---	-----

Tableau III.28 : résultats du calcul de dimensionnement du réseau A	108
Tableau III.29 : résultats du calcul de dimensionnement du réseau B	108
Tableau III.30 : résultats du calcul de dimensionnement du réseau C	110
Tableau III.31 : résultats du calcul de dimensionnement du réseau D	110
Tableau III.32 : résultats du calcul de dimensionnement du réseau E.....	111
Tableau III.33 : résultats du calcul de dimensionnement du réseau F.....	111
Tableau III.34 : résultats du calcul de dimensionnement du réseau G.....	112
Tableau III.35 : résultats du calcul de dimensionnement du réseau H.....	112
Tableau III.36 : Résultats du calcul de dimensionnement du réseau I	113
Tableau III.37 : Résultats du calcul de dimensionnement du réseau J	113
Tableau III.38 : Calcul des débits et répartition du déversoir d'orage	116
Tableau III.39 : Evaluation du débit pluvial pour la zone déversoir d'orage	117
Tableau III.40 : résultats du calcul de dimensionnement du Déversoir d'orage	119
Tableau III.41 : Comparatif Zone A.....	120
Tableau III.42 : Comparatif Zone B	121
Tableau III.43 : Comparatif Zone C	123
Tableau III.44 : Comparatif Zone D.....	124
Tableau III.45 : Comparatif Zone E	125
Tableau III.46 : Comparatif Zone G.....	126
Tableau III.47 : Comparatif Zone H.....	127
Tableau III.48 : Comparatif Zone I	128
Tableau III.49 : Comparatif Zone J	129

TABLE DES MATIÈRES

INTRODUCTION GÉNÉRALE

Introduction générale	2
-----------------------------	---

Chapitre I : Généralités sur l'assainissement

I.1. Rôle de l'assainissement :	4
I.2. Types d'assainissement :	4
I.2.1. L'assainissement collectif :	4
I.2.2. L'assainissement autonome :	5
I.2.3. Système d'assainissement semi collectif :	6
I.3. Divers systèmes d'évacuation des eaux usées et des eaux pluviales :	7
I.3.1. Systèmes fondamentaux :	7
3.1.1. Système séparatif :	7
I.3.1.2. Système unitaire :	8
3.1.3. Système mixte :	8
3.1.4. Système pseudo-séparatif :	9
3.1.5. Système composite :	9
3.1.6. Systèmes spéciaux :	9
I.4. Schémas d'évacuation :	11
I.4.1 Schéma perpendiculaire :	11
I-4-2 Schéma par déplacement latéral :	11
I-4-3 Schéma transversal ou oblique :	11
I-4-4 Schéma par zone étagée :	12
I-4-5 Schéma radial :	12
I.4.6. Choix du schéma du réseau d'évacuation :	12
I.5.Principe du tracé du réseau :	13
I.6. Les éléments constitutifs du réseau d'égout :	13
I.6.1. Les ouvrages principaux :	14
I.6.1.1. canalisations :	14
I.6.1.1.1. Type de canalisations :	14
I.6.1.1.2. Choix du type de canalisation :	14
I.6.1.2. Joints :	14
I.6.1.2.1. Les joints des conduites en béton armé :	14
Joint type Rocla :	15
I.6.2. Les ouvrages annexes :	16

I.6.2.1. Les ouvrages normaux :	17
I.6.2.1.1. Les branchements :	17
I.6.2.1.3. Les caniveaux :	18
I.6.2.1.4. Les bouches d'égout :	19
I.6.2.1.5. Regards:	20
I.6.2.2. Les ouvrages spéciaux:	21
I.6.2.2.1. Les déversoirs d'orage:	21
Type des déversoirs d'orage	21
1-Déversoir d'orage à seuil frontal	22
2-Déversoir d'orage à seuil latéral	22
3-Déversoir d'orage à double seuil latéral	23
4-Déversoir d'orage avec ouverture du radier	24
a- Emplacement des déversoirs d'orage :	25
b-Les bassins de retenue d'eau pluviale :	26
Dégrilleurs :	26
I.6.2.2.4. Bassins de dessablement :	26
I.8. la dégradation d'un réseau d'assainissement :	26
I.7.1. Types de dégradation :	27
I.7.1.1. Dégradation hydraulique :	27
I.7.1.2. Dégradation structurale :	27
I.7.1.3. Dégradation environnementale :	28

Chapitre II description de la zone d'étude

II.1. Situation géographique :	30
II.2. Réseau hydrographique :	31
II.3.Climat	32
II.4. Ressources en eau de la commune	33
<i>II.3.1. Alimentation en eau potable</i>	34
II.4. Assainissement	34
II.4.1. Assainissement des eaux usées	34
II.4.2. Assainissement des eaux pluviales	35
II.4.3. Localisation des points de rejets :	35

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

III.1. Estimation des débits d'eaux usées domestiques	40
III.1.1. Nature des eaux usées à évacuer :	40
III.1.2. Consommation en eau potable.....	41
III.1.3. Estimation des débits des eaux usées domestiques	41
III.1.3.1. Evaluation du débit moyen journalier.....	41
III.1.3.2. Evaluation des débits d'eaux usées domestiques :	43
III.1.4. Détermination des débits totaux d'eaux usées.....	44
III.2. Evaluation des débits d'eaux pluviales :	73
III.2.1. Evaluation du débit d'eau pluviale :	74
III.2.1.1. Méthode de Caquot :	74
Limites de la méthode superficielle [18]:	75
III.2.1.2. La méthode rationnelle :	75
III.3.1 Découpage de l'aire d'étude en sous bassins :	79
III.3.2 Limites de la méthode rationnelle [03]:.....	79
III.3.3 Assemblage des bassins versants :	79
III.4. Dimensionnement du réseau d'assainissement :	80
III.4.1. Conditions d'implantation des réseaux :	80
III.4.2. Conditions d'écoulement et de dimensionnement :.....	81
III.4.3. Tracé du réseau d'assainissement [03] :	81
III.4.4.1. Mode de calcul :	81
III.5 Dimensionnement du réseau d'assainissement:	84
III.5.1 Evaluation du débit pluvial pour chaque zone.....	84
III.5.3. Résultats du calcul de dimensionnement des réseaux	107
III.5.4. Ligne de déversement :	114
III.6-Comparaison entre les diamètres suggère et diamètres actuel.....	120

Chapitre IV : Pose de canalisation

IV.1. Conditions d'implantation des réseaux	131
IV.2. Conditions d'écoulement et de dimensionnement	131
IV.3. Emplacement des canalisations.....	132
IV.4. Exécution des travaux :	132
V.4.1. Vérification, manutention des conduites :	132
IV. 4.2. Décapage de la couche végétale :	133
IV.5. Emplacement des jalons des piquets :	133
IV.6. Exécution des tranchées et des fouilles pour les regards :	133
IV.7. Aménagement du lit de pose :	134

IV.8. la mise en place des canalisations :	135
IV.8.1. assemblage des conduites :	135
VII-8.2.Remblais des tranchées :	136

Introduction Générale

INTRODUCTION

L'eau sur terre c'est la vie. C'est un bien commun à toute la population, mais, aussi, il est du devoir de chacun de protéger et de veiller à une utilisation plus rationnelle de cette ressource dans l'intérêt de tout le monde.

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 la rétention 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.

En effet, 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.

Dans cet aspect ; notre étude est portée sur l'agglomération de chef-lieu de Daïra Sebdou qui fait partie de la Wilaya de Tlemcen.

D'après les informations de service technique de l'APC de la ville, la majorité des collecteurs d'assainissement sont défectueux et ne remplissent plus leur rôle.

A cet effet, le but de notre étude réside dans la rénovation de ce réseau avec ses extensions afin d'éviter les risques de pollution qui menacent les zones agricoles ainsi que les nappes d'eau.

Nous avons structuré notre mémoire en quatre chapitres :

Chapitre I : parle de 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 du réseau d'assainissement

Chapitre IV : l'exécution des travaux

Chapitre I :
Généralités sur l'assainissement

Chapitre I :

CONCEPTIONS GENERALES DE L'ASSAINISSEMENT

L'assainissement des agglomérations a pour objet d'assurer l'évacuation de l'ensemble des eaux pluviales et usées ainsi que leur rejet dans les exutoires naturels sous des modes compatibles avec les exigences de la santé publique et de l'environnement [01].

I.1. Rôle de l'assainissement :

Le rôle d'un réseau d'assainissement est triple:

- Assurer la protection des biens matériels et humains contre les inondations.
- Permettre la protection de la santé publique et la préserver.
- Préserver l'environnement en l'occurrence le milieu naturel contre les rejets des eaux usées [02].

I.2. 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.

I.2.1. L'assainissement collectif :

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

- ❖ 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.

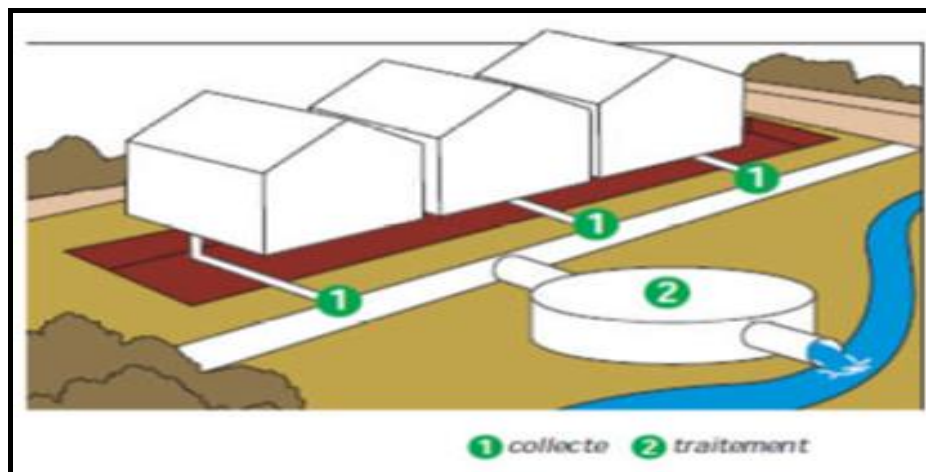


Figure I.1 : Types d'installation d'assainissement collectif [03].

I.2.2.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 édicule 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'utilisateur, 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.

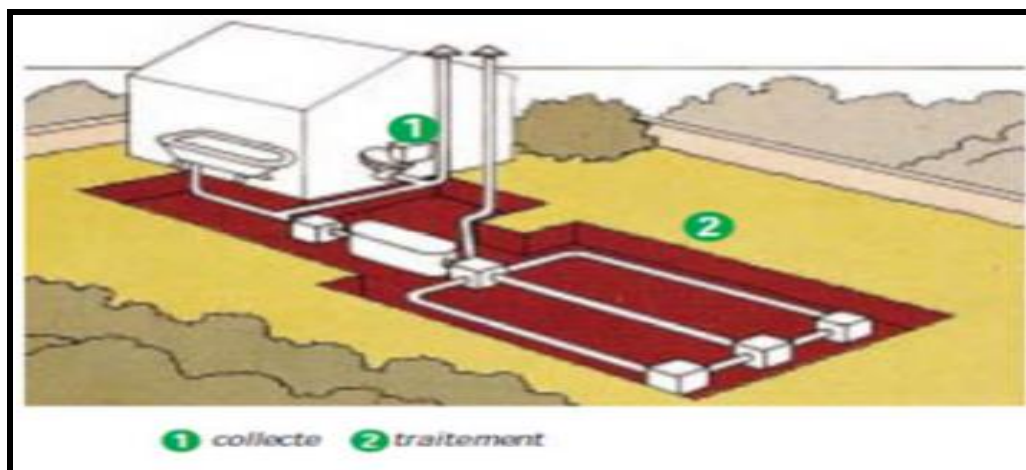


Figure I.2 : Types d'installation d'assainissement autonome [03].

I.2.3. 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 [03].

I.3. Divers systèmes d'évacuation des eaux usées et des eaux pluviales :

Pour la collecte et l'évacuation des eaux usées et pluviales on a sept système d'évacuation qui se présente :

I.3.1. Systèmes fondamentaux :

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

3.1.1. 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 [01].

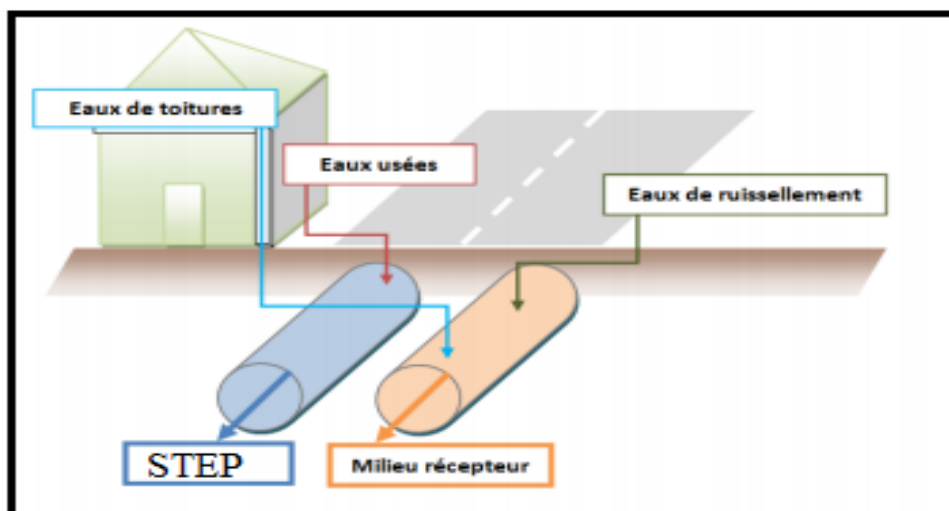


Figure I.3 : Schéma d'un réseau séparatif[03].

I.3.1.2. 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 [01].

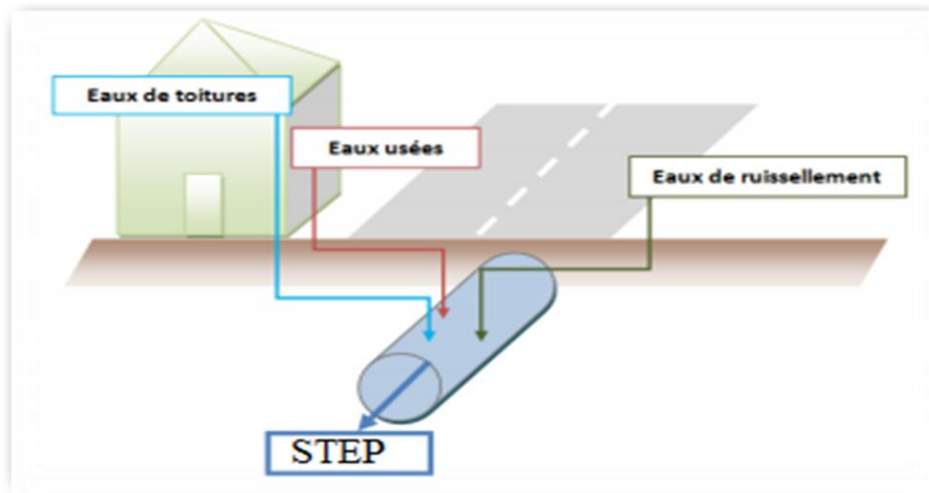


Figure I.4: Schéma d'un réseau unitaire [03].

3.1.3. Système mixte :

On appelle communément système mixte un réseau constitué suivant les zones en partie en système unitaire et en partie en système séparatif [01].

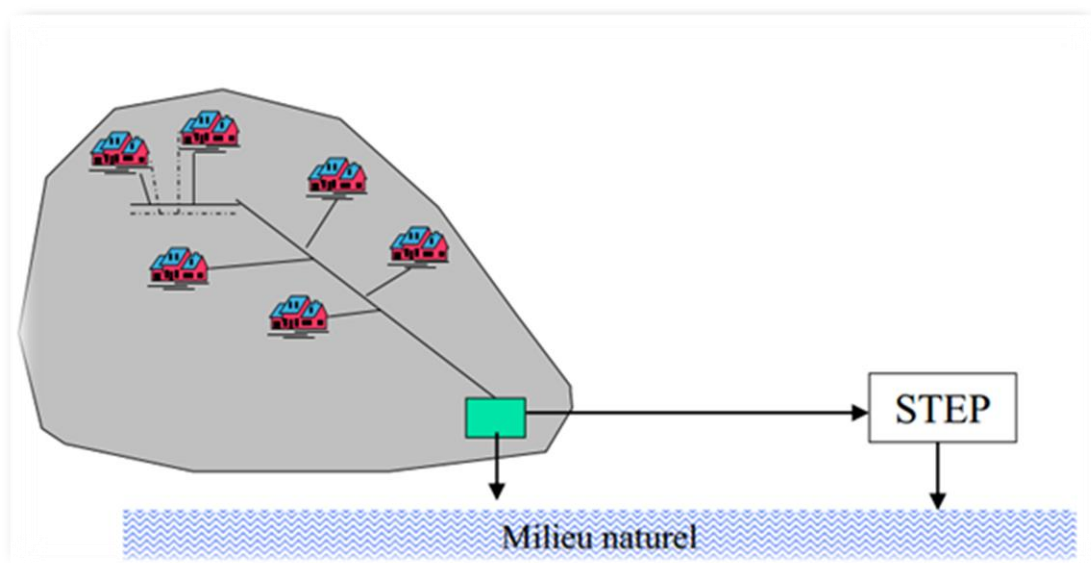


Figure I.5 : Schéma d'un réseau mixte [03].

3.1.4. 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[5].

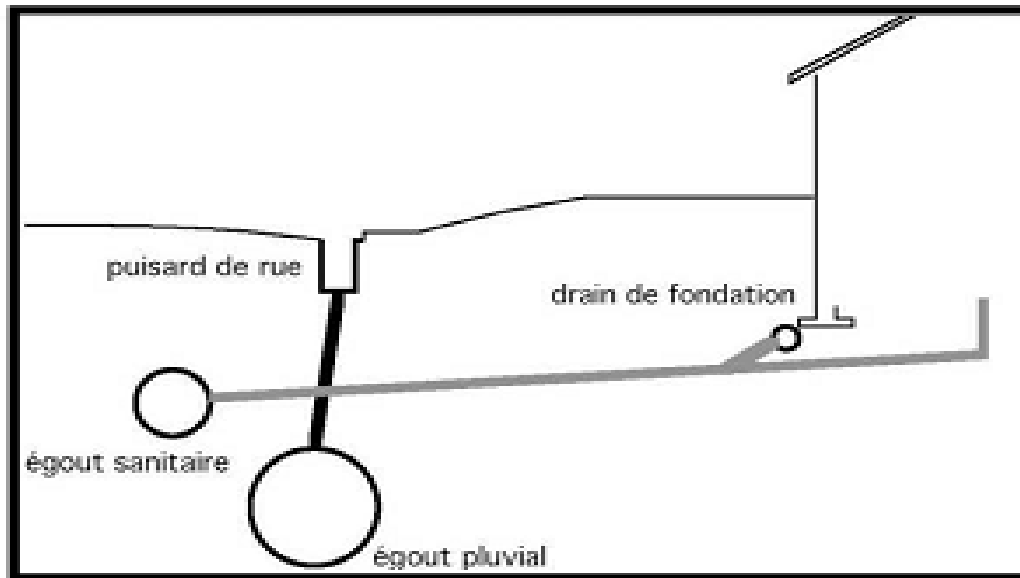


Figure I.6: Schéma d'un réseau pseudo-séparatif [04].

3.1.5. 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 [01].

3.1.6. 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 [01].

Tableau I.1 : Avantages et inconvénients des différents systèmes[05]

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

I.4. Schémas d'évacuation :

Les réseaux d'Assainissement fonctionnent essentiellement en écoulement gravitaire et peuvent avoir des dispositions très diverses selon le système choisi ; leur schéma se rapproche le plus souvent de l'un des types suivants :

I.4.1 Schéma perpendiculaire :

Le schéma perpendiculaire à écoulement direct dans le cours d'eau est le prototype des réseaux pluviaux en système séparatif.

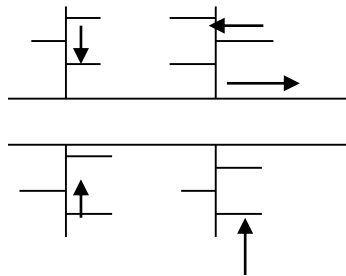


Figure I.7 : Schéma perpendiculaire.

I-4-2 Schéma par déplacement latéral :

C'est le schéma le plus simple de ceux permettant de transporter l'effluent à l'aval de l'agglomération en vue de son traitement. Les eaux sont recueillies dans un collecteur parallèle au cours d'eau.

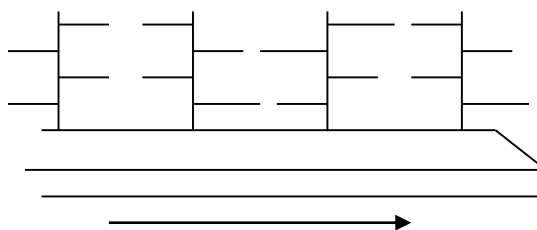


Figure I.8 : Schéma par déplacement latéral

I-4-3 Schéma transversal ou oblique :

Le schéma à collecteur transversal ou oblique, permet plus aisément que le précédent, le transit de l'effluent en aval de l'agglomération.

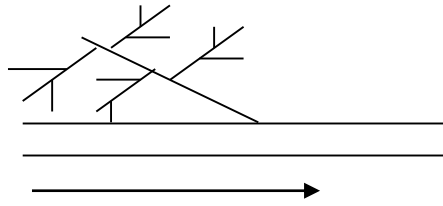


Figure I.9 : Schéma transversal ou oblique

I-4-4 Schéma par zone étagée :

Ce schéma est une transposition du schéma par déplacement latéral mais avec multiplication des collecteurs bas des apports en provenance du haut de l'agglomération.

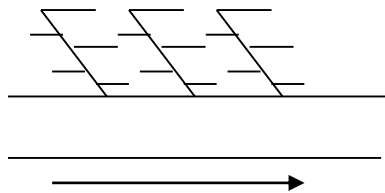


Figure I.10 : Schéma par zone étagée

I-4-5 Schéma radial :

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

- Un cours d'eau récepteur.
- Une station d'épuration.

Un collecteur fonctionnant à surface libre [06].

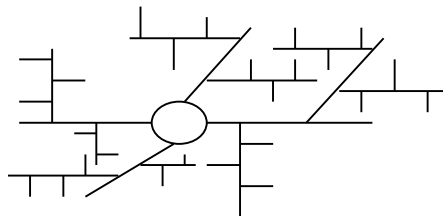


Figure I.11 : Schéma radial

I.4.6. 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 [04].

I.5.Principe du tracé du réseau :

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

- ❖ La topographie du site.
- ❖ Implantation des canalisations dans le domaine public.
- ❖ Les conditions de rejet.
- ❖ Emplacement des cours d'eau et talweg.
- ❖ Emplacement du cours d'eau ou de la station d'épuration.

La profondeur des canalisations doit elle aussi répondre à certain critères comme :

- ❖ La profondeur des caves avoisinante.
- ❖ Extension tissus urbain
- ❖ La résistance de la canalisation aux efforts physique et au gel [04]

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 (bouche d'égout, regards, déversoirs d'orage... etc.) [03].

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 [03].

I.6.1.1. canalisations :

Elles se présentent sous plusieurs formes cylindriques préfabriquées en usine. Elles sont désignées par leurs diamètres intérieurs, dit diamètres nominaux exprimés en millimètre, ou ovoïdes préfabriqués désignés par leur hauteur exprimée en centimètre et, des ouvrages visitables [07].

I.6.1.1.1. 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 [02].

I.6.1.1.2. 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 [07].

I.6.1.2. Joints :

I.6.1.2.1. 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) [03].

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 [03].

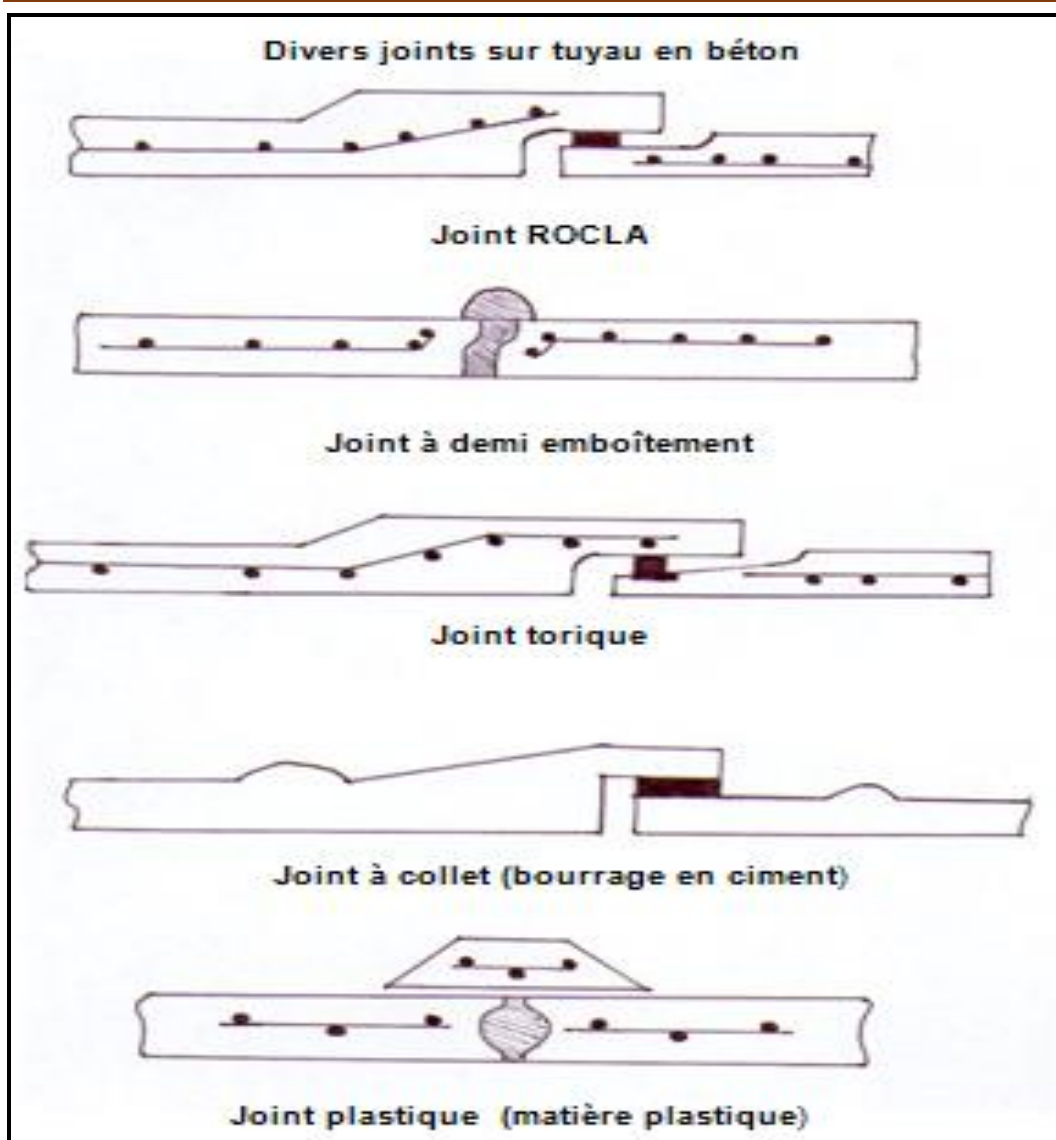


Figure I.12: Type des joints [07].

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 [08].

Les ouvrages annexes sont considérés selon deux groupes :

- Les ouvrages normaux ;
- Les ouvrages spéciaux [08].

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 [08].

I.6.2.1.1. Les branchements :

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

- Un regard de façade qui doit être disposé en bordure de la voie publique et au plus près de la façade de la propriété raccordée pour permettre un accès facile aux personnels chargés de l'exploitation et du contrôle du bon fonctionnement
- Des canalisations de branchement qui sont de préférence raccordées inclinée à 45° par rapport à l'axe général du réseau public et suivant une oblique de 60°
- Les dispositifs de raccordement de la canalisation de branchement sont liés à la nature et aux dimensions du réseau public [09].

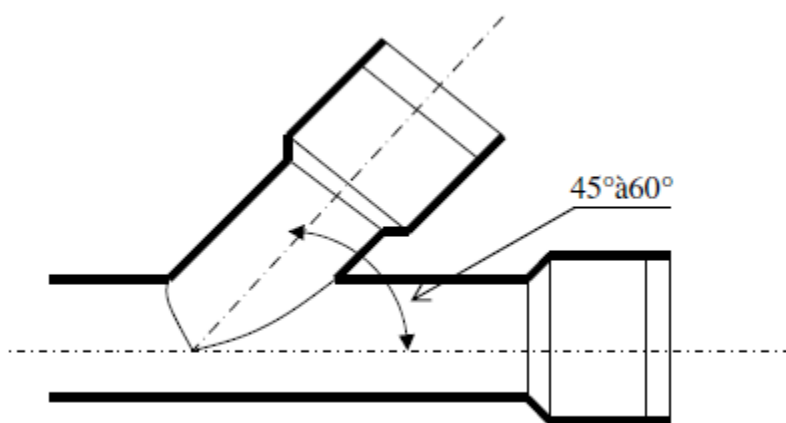


Figure I.13 : branchements [09]

I.6.2.1.2. 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 [03].

I.6.2.1.3. Les caniveaux :

Ce sont des ouvrages annexes de voirie destinés à la collecte des eaux pluviales provenant de la chaussée et éventuellement du trottoir s'il y en a un.

Dans le cas de trottoir, ils sont constitués par une surface pavée ou une dalle préfabriquée et une bordure. A noter que s'il n'est pas indispensable de réaliser des chaussées avec bordures cela reste cependant souhaitable.

Dans les petites agglomérations à caractère rural ou sur les voies de desserte secondaires on pourra se contenter d'accotements dérasés et de fossés latéraux pour la collecte des eaux pluviales. Les débits maximaux pourront être évalués en utilisant l'abaque



Figure I.14 : Caniveaux [10]

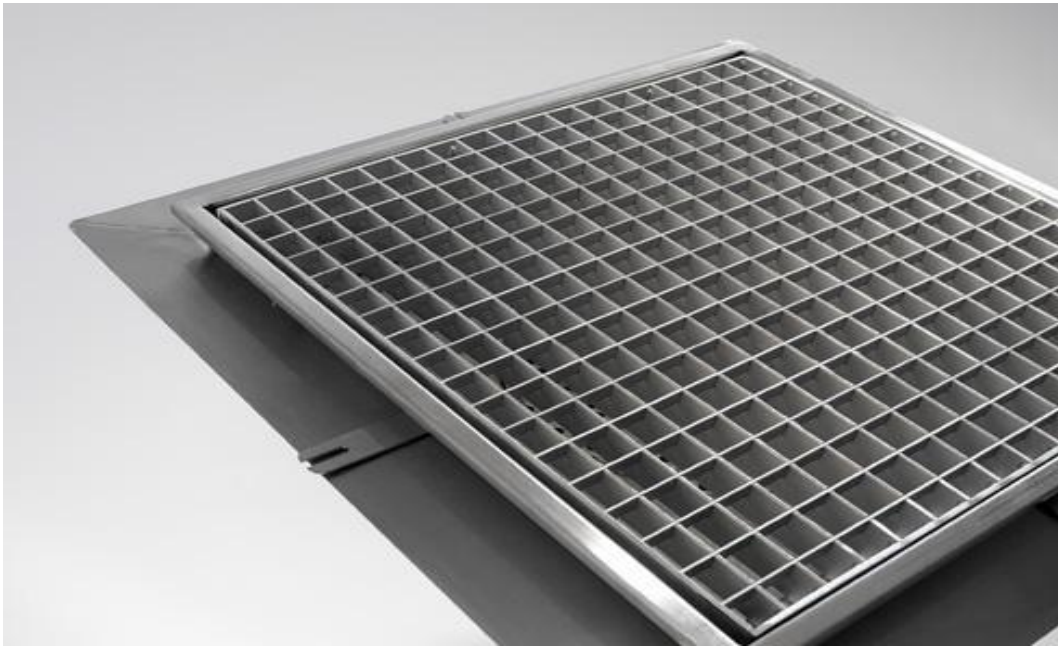


Figure I.15 : Caniveaux de sol [10]

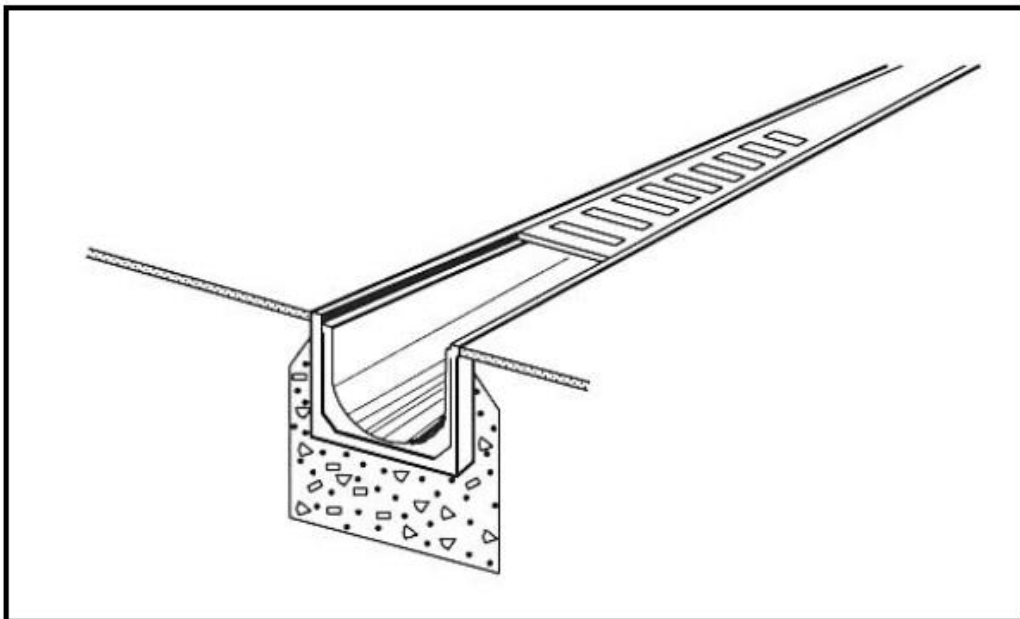


Figure I.16: Caniveaux à grille[10]

I.6.2.1.4. 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 bouchens 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 [08].

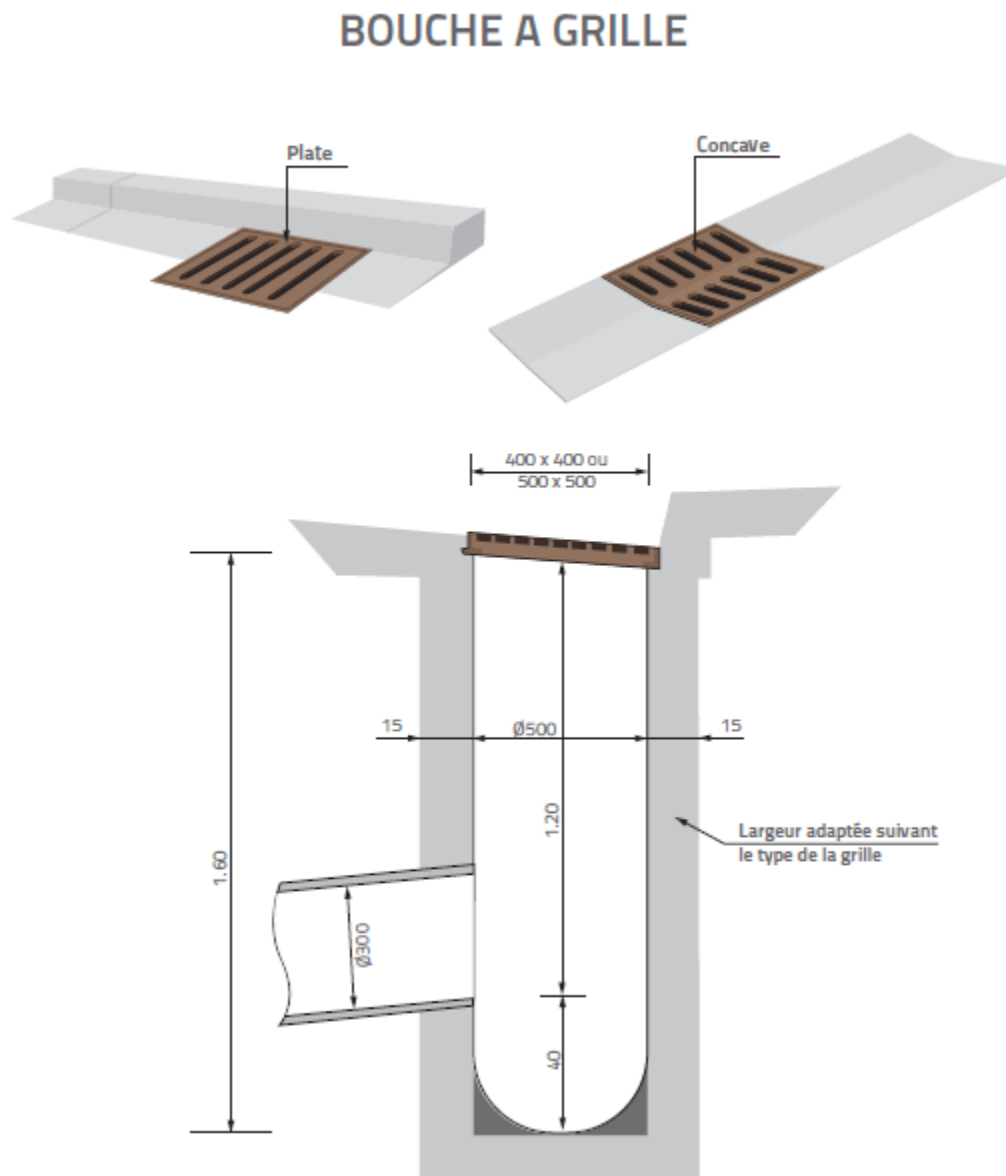


Figure I.17: Les bouches d'égout [10]

I.6.2.1.5. 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 [03].

- ❖ **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 **Regard de chute :**

C'est l'ouvrage le plus répandu en assainissement, il permet d'obtenir une dissipation d'énergie en partie localisée, il est très utilisé dans le cas où le terrain d'une agglomération est trop accidenté [07].

- 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 [03].

I.6.2.2. Les ouvrages spéciaux:

I.6.2.2.1. 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 [11]

Type des déversoirs d'orage

On distingue différents types des déversoirs d'orage selon la pente, l'écoulement, la position de la STEP (station d'épuration).

- Déversoirs d'orage à seuil frontal.
- Déversoirs d'orage à seuil latéral.
- Déversoirs d'orage avec ouverture du radier.
- Déversoir d'orage à double seuil latéral[12].

1-Déversoir d'orage à seuil frontal

Le déversement s'effectue en face du collecteur d'amenée ou dans un changement de direction.

Dans cette disposition, le seuil ne doit pas être élevé pour ne pas trop réduire la section d'écoulement.

L'implantation de ce type de déversoir d'orage est tout indiquée sur une branche de réseau adjacente à un collecteur de berge, à condition de n'être pas perturbée, par les mises en charge imposées à l'aval[12].

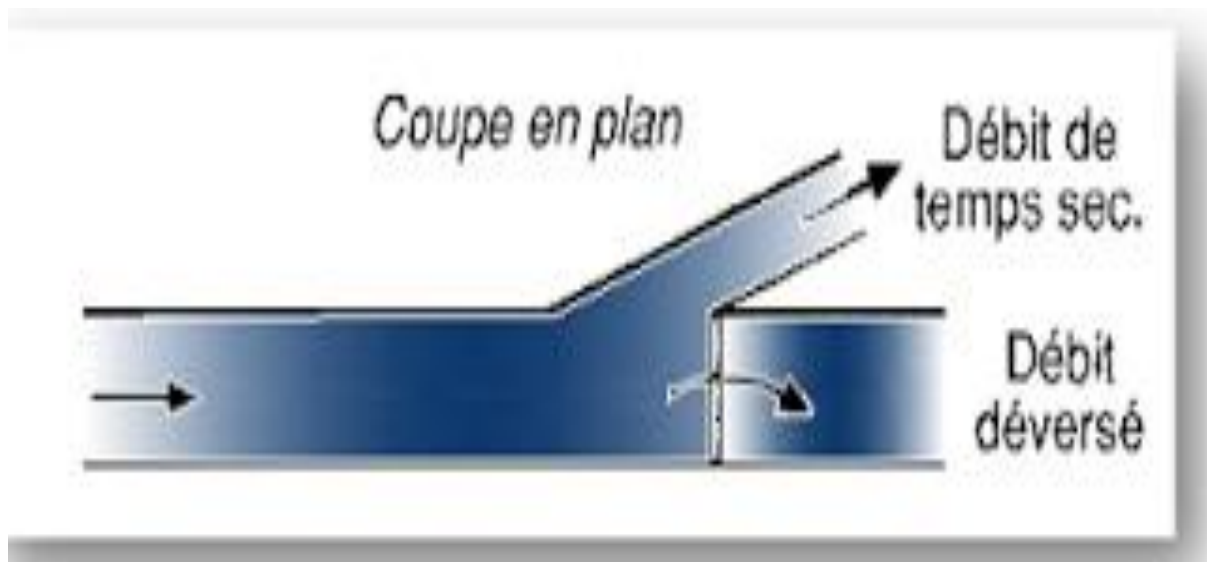


Figure I. 18: Déversoir d'orage à seuil frontal (coupe en plan) [12].

2-Déversoir d'orage à seuil latéral

Le déversoir d'orage classique à seuil latéral biais ou unilatéral à seuil haut ou bas peut être équipé de dispositifs de vannage. Il présente l'intérêt majeur de permettre la conception d'un seuil long sans occuper beaucoup de place.

A l'aval de la chambre de déversement, le contrôle du débit conservé en système unitaire peut être réalisé par le choix d'un orifice calibré, situé à l'entrée du collecteur unitaire aval ou collecteur d'acheminement des eaux polluées vers la station d'épuration :

- s'il s'agit d'un seuil latéral bas (le rapport entre le diamètre du collecteur d'entrée et la hauteur du seuil étant important), il n'est pas possible de mettre en place un orifice calibré réglable ;
- au contraire, s'il s'agit d'un seuil latéral haut (le rapport entre la hauteur du seuil et le diamètre du collecteur de sortie étant supérieur ou égal à 2), il est obligatoire de mettre en place une vanne réglable pour ajuster le calibrage du débit conservé[12].

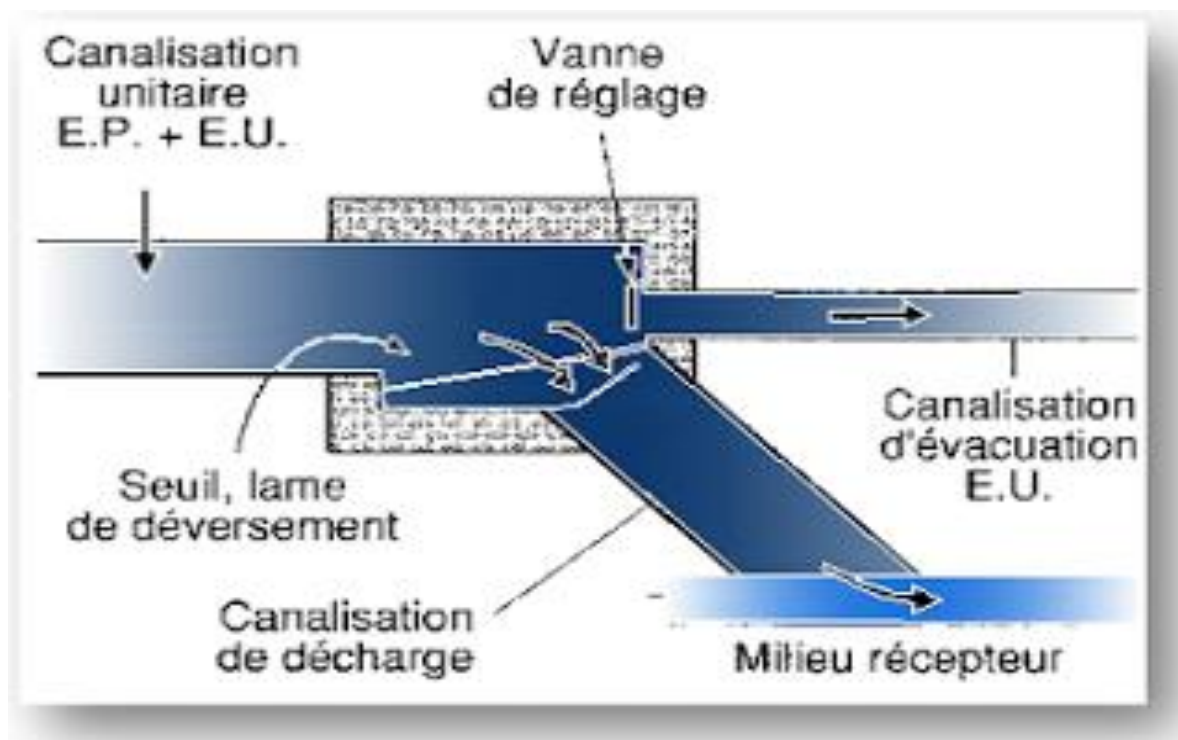


Figure I.19: Déversoir d'orage classique à seuil latéral biais [12].

3-Déversoir d'orage à double seuil latéral

Dans ce type de déversoir d'orage, la cunette transitant le débit de temps sec et de « petite pluie » est suspendue dans la longueur de la chambre.

Il s'agit de cas bien particuliers, au niveau d'une chute dans le collecteur ou liés à de très fortes pentes[12].

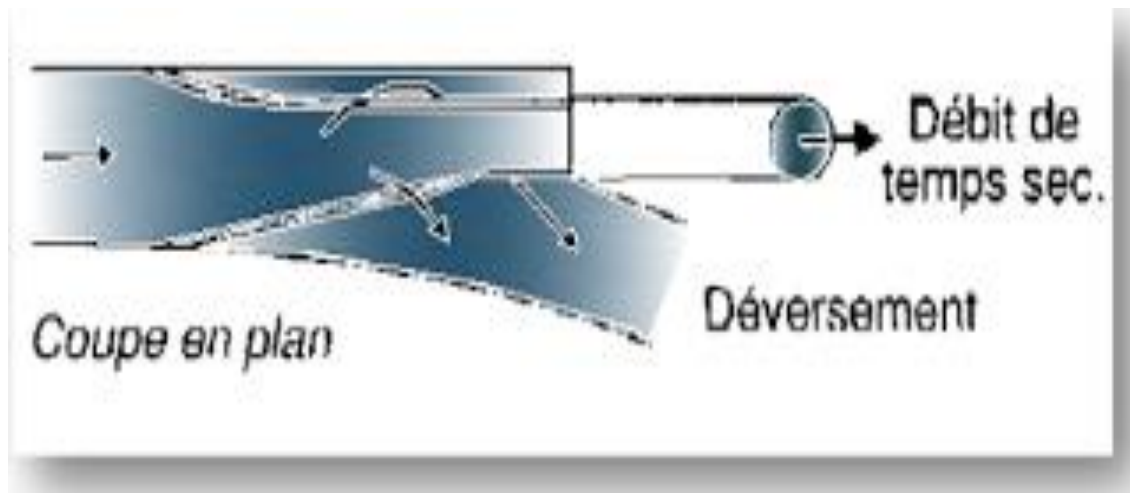


Figure I.20 : Déversoir d'orage à double seuil latéral [12].

4-Déversoir d'orage avec ouverture du radier

Dans ce type de déversoir d'orage, le débit de temps sec et de « petite pluie » passe par l'orifice dans le fond ou sur le côté du radier.

Le débit de fuite de temps sec ou de petite pluie se calcule selon la loi des orifices.

Il s'agit d'un type d'ouvrage à déconseiller fortement, qui a tendance à se boucher en permanence, donc à déverser souvent par temps sec[12].

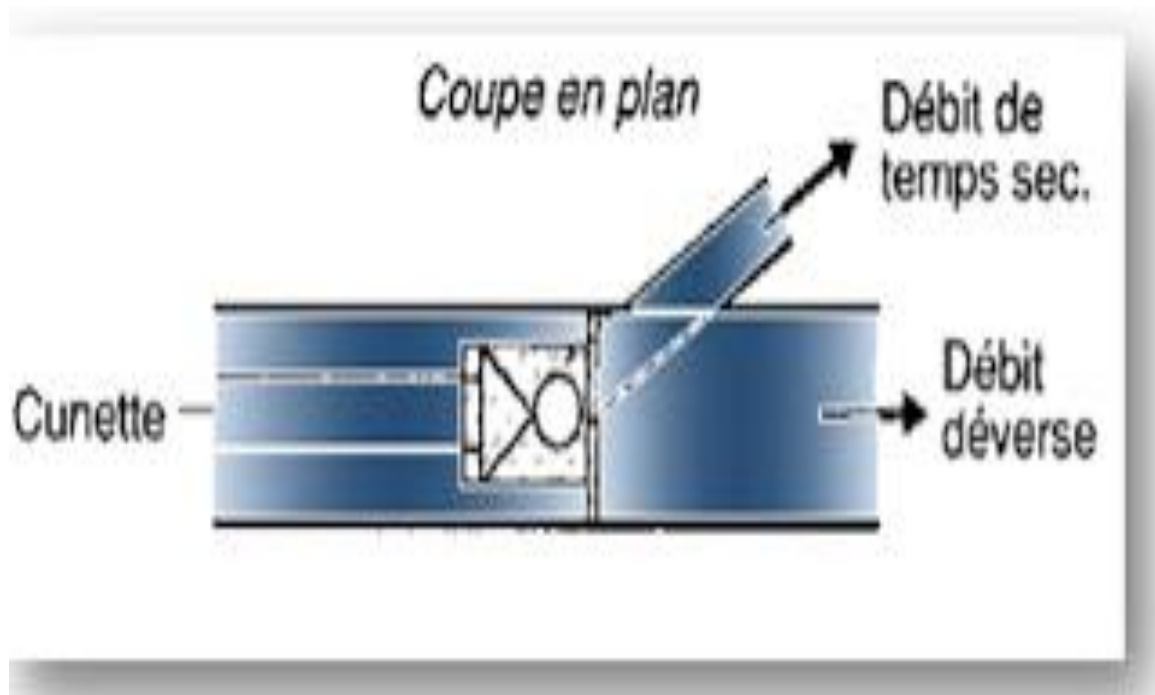


Figure I.21 : Déversoir d'orage avec ouverture du radier [12].

a- Emplacement des déversoirs d'orage :

Ils sont placés :

- * Avant la station d'épuration pour la régularisation du débit.
- * Au milieu du réseau pour réduire les diamètres des collecteurs, ou déchargé un collecteur

Avant leurs projections 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.

-La capacité et les surfaces des ouvrages de la station d'épuration pour éviter les surcharges et le mauvais fonctionnement.

-La topographie du site et La variations des pentes [13].

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 [11].

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 [11].

I.6.2.2.4. 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 [14].

I.8. 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) [03].

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 [03]:

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 [03].

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 [03].

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 [03].

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) [03].

Chapitre II description de la zone d'étude

Chapitre II :

Description de la zone d'étude

II.1. Situation géographique :

La ville de SEBDOU ; chef-lieu de Daïra relève administrativement de la wilaya de TLEMCEN, elle est située sur la RN22, à environ 30 km au Sud de Tlemcen

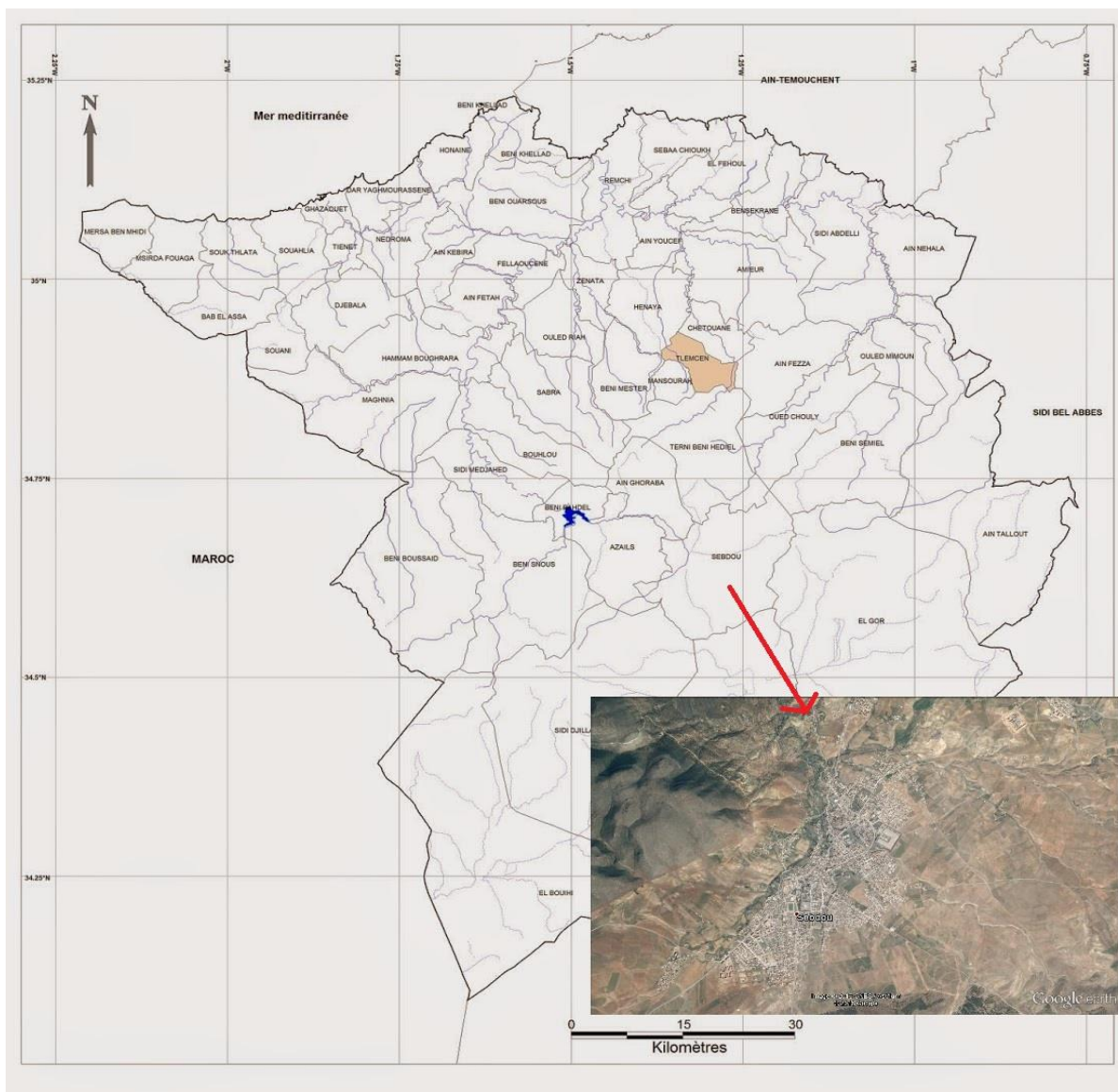


Figure II.1 : Situation de la commune de Sebdo, Wilaya de Tlemcen

De part sa position géographique faisant l'intersection de plusieurs axes de communications, elle est comprise dans une bande rectangulaire de 2300 m de longueur sur 2000 m de largeur environ avec les coordonnées Lambert : X1=130 km X2=132km et Y1=158.3 km Y2=156km
La commune de SEBDOU est limitée :

- Au Nord par les communes d'OUED CHOULY, TERNI BENI HEDIEL.
- Au Sud par les communes d'EL GOR, EL ARICHA, SIDI DJILLALI.
- A l'Est par la commune de BENI SMIEL.
- A l'Ouest et Nord Ouest par les communes AZAILIS, AIN GHORAB [21].

Située dans les piémonts sud de la chaîne montagneuse de Tlemcen, en chevauchement avec la zone steppique, la commune de SEBDOU est confiée dans un large synclinal, allongé d'Est en ouest et renfermant l'essentiel de sa population et de ses activités économiques. Cette position encaissée lui assure une protection contre les vents dominants et les effets du climat désertique.

Appelée couramment, la porte du sud, la commune de SEBDOU, se distingue par sa position de carrefour des voies de communication, assurant des échanges entre les grands centres urbains du nord et du sud, particulièrement par la R.N 22 (BENI SAF – Tlemcen – Mécherai), la R.N 22 b (ex C.W 19) mettant en relation SEBDOU avec les villes de Ouled Mimoun dans sa partie sud, la commune de SEBDOU est en relation directe avec la zone steppique par un réseau routier assez dense, mettant en relation la ville avec les centres agropastoraux de Sidi Djilali, el Aricha, Belhadji Boucif et El Gor, des échanges étroits sont quotidiennement assurés vers ces localités stéppiques en raison de l'origine géographique de la majorité des populations de la commune de SEBDOU.

L'espace communal de SEBDOU est limité par les communes de Ain Ghorab et Terni au nord, les communes de Béni Smiel et el Gor à l'Est, la commune de EL Aricha au sud et les communes de Sid Djilali et Azail à l'ouest.

II.2. Réseau hydrographique :

La commune recèle un important réseau hydrographique drainant les écoulements superficiels, qu'on peut répartir en six (6) sous – bassins hydrographiques, à savoir: la Tafna, oued SEBDOU, Oued Kicole, Oued kadous, Oued Guettar Hassel et Oued Taoudlala. [22].

A l'exception d'oued Tafna, d'importance régionale, le reste des oueds sont régis par des écoulements intermittents mais parfois très violents, causant des inondations fréquentes. Une description rapide fait ressortir la particularité de ce réseau hydrographique, qui réside dans sa confluence en un seul point, situé en amont de la ville et que dont la majorité des cours d'eau traverse l'agglomération de SEBDOU.

Oued Tafna : son passage concerne plus particulièrement l'agglomération secondaire de Benmansour Kaddour (ex. Dalia) qui la contourne du N.E à S.O.

Oued kicole : c'est le plus redoutable des cours d'eau traversant l'agglomération de SEBDOU sur un linéaire de 2,3km il reçoit à son tour de multiples affluents et déborde facilement sur le tissu urbain raison de la forte dégradation de ses berges. Une étude particulière et des travaux sur une première tranche ont été réalisés.

Oued Guettar Hassel : travers également l'agglomération chef-lieu dans le même sens (de sud vers le nord) sur un linéaire de 1,4 km (plus à droite) et constitue une rupture physique de l'urbanisation.

Oued SEBDOU : il limite la ville de SEBDOU au Nord-ouest, constituant une barrière naturelle par contre, il est plus important en écoulement permanent et participe à l'activité de jardinage oued kadous, constitue une contrainte immédiate pour le développement urbain de l'agglomération chef lieu.

Les mesures de débit à partir de la station de jaugeage de Oued Melka, ont permis d'enregistrer des débits moyens de 28m³/s, avec un débit max de 64m³/s en 1973.

II.3.Climat

Il s'agit d'un climat méditerranéen froid, influencé par les caractéristiques du milieu steppique et montagneux la pluviométrie moyenne annuelle enregistrée est de 326mm/an

Tableau II.1 : Moyennes des précipitations mensuelles [22].

Design	Sep.	Oct.	Nov.	Déc.	Jan.	Fév.	Mars.	Avar.	Mai	Juin.	Juil.	Aout	TOT
H(mm)	10	23	35	42	43	41	37	25	34	15	5	7	326
Nbre de jour	4	6	8	6	6	6	7	5	7	3	3	4	65

L'amplitude thermique est assez importante avec la présence d'une saison sèche beaucoup plus étalée que la saison humide. La température moyenne enregistrée est 13,7°C, variant entre un minima de - 1,5 °C et un maxima de 35,6 °C.

Tableau II.2 : Moyenne Des Températures Mensuelles [22].

Design	Jan.	Fév.	Mars.	Avar.	Mai	Juin.	Juil.	Aout	sep	Oct.	Nov	Déc.	MOY
M	-1,5	-1,2	0,9	2,9	7,2	10,9	14,1	14,6	11,1	6,4	1,1	-1,5	5,4
m	11,5	12,4	15,9	20,8	24,7	29,8	35,6	35,0	29,8	23,2	14,8	11,9	22,1
(M+m)/2	5,0	5,6	8,4	11,8	15,9	20,3	24,3	24,8	20,5	14,8	7,9	5,2	13,7

M : Températures maxima :

M : températures minima :

$(M+m) / 2$: Température moyenne mensuelle

Le réseau hydrographique la neige est assez fréquente avec des hauteurs moyennes de 15 à 20 cm, empêchant la circulation mécanique, voire même l'isolement de la ville par rapport au chef lieu de wilaya la gelée qui ; souvent suit la période d'enneigement, génère le phénomène des glaces, ce qui complique davantage l'activité et le transport inter-urbain.

La période estivale (mois de Juillet – Aout , quant à elle est exposée à des vents chauds (le sirocco), résultat des influences désertiques, fortement chargés de sable, réduisant le champs de visibilité[22]..

II.4. Ressources en eau de la commune

En matière d'eau superficielle, l'espace communal est traversé par un ensemble de Cours d'eau faisant partie du bassin versant de la haute Tafna. La superficie rainée est évaluée à 391 Km², soit un apport global estimé à 2,5 hm³. Ses principaux affluents sont oued SEBDOU, oued kicole et Oued Taoudlala.

La Tafna, principal cours d'eau de l'ouest, prend naissance à Ghar Boumaâza (Nord SEBDOU), traverse la commune de SEBDOU du N.O à S.E sur un linéaire 7 km et se dirige vers Béni Bahdel, alimenté par Ain Taga 1 et 2. Elle reçoit les rejets liquides de la ville de SEBDOU et sa zone semi-industrielle.

Oued SEBDOU est un des principaux affluents de la Tafna. Il provient des versants sud, à une distance de trois (3à du chef lieu de commune, alimenté par les sources de Ain Taghzout, Ain Berdil et Ain sidi Aissa.

- Dérivations et pompage sur oued : de ces eaux superficielles, les seuls avantage de la Commune de SEBDOU résident dans l'irrigation des terrasses alluviales le long de oued SEBDOU et oued Tafna, procurant ainsi une plus value et des produits maraîchers et fruitiers pour les besoins du marché local. Le reste des écoulements sont du.

- Retenues collinaires : 17 retenues collinaires ont été réalisées à travers la commune de SEBDOU (9 retenues réalisées entre 1985 et 1989 et 8 retenues en 2000. Actuellement, seule 2 retenues collinaires sont fonctionnelles, d'une capacité globale de 120 000m³, destinée à l'abreuvement du cheptel.

- Quant aux ressources en eau souterraine, la commune de SEBDOU renferme une

Quantité relativement importante, notamment au niveau de la nappe de Dermam qui fournit par l'intermédiaire de ses forages et son puits (Hassi Dermam) un débit global de 55 l/s.

Cet aquifère fait partie de la nappe des piémonts sud de Tlemcen, dont les études hydrogéologique révèlent les spécificités complexes et mal définies du domaine karstique. Il est prouvé, d'après les études ANRH, que ces ressources souterraines s'écoulent profondément vers chott El Gharbi et vers Berguent (Maroc) néanmoins des forages profonds dans certaines zones peuvent donner des débits intéressants, telle nappe de ZEBCH DERMAM et sidi moussa.

- Forages : la commune dispose de huit (8) forages, dont quatre (4) sont en cours

Exploitation, totalisant un débit global de 50 l/s.

- Sources : les sources captées pour les besoins en eau de la commune sont celles de Ain Berdil, Ain Benziane et Ain château, totalisant un débit de 6,5 l/s.

- Les puits ; sur un ensemble de 130 puits recensés à travers l'espace communal de SEBDOU, seuls 3 puits ont équipés pour leur exploitation dans le réseau d'AEP (Dermam, Grabis et guermouch). Le débit global est évalué à 34 l/s dont 76% fournis par Hassi Dermam. [22].

II.3.1. Alimentation en eau potable

La commune de SEBDOU est alimentée à partir de différents points de captage (forages, puits équipés et sources aménagées), avec une production journalière évaluée à 4164 m³/j l'infrastructure de stockage est composée de 17 réservoirs, totalisant, une capacité de 4 977m³.

Cette production, comparée aux besoins en eau estimés à 7800 m³/j, éprouve un déficit de 3 636 m³/j ainsi, la dotation journalière par habitant est évaluée à 124 l/j hab., soit un taux de satisfaction de 53 %.

Les conduites et adductions composant le réseau d'AEP, totalisent un linéaire total de 27 530ml ont 8700 ml pour l'agglomération chef lieu.

L'alimentation en eau industrielle est mobilisée à partir de Hassi Dermam, avec un débit de 18

l/s, soit un déficit évalué à 62% par rapport aux exprimés par les unités DENITEX [22].

II.4. Assainissement

II.4.1. Assainissement des eaux usées

Les agglomérations principales sont équipées d'un réseau d'assainissement de type unitaire (eau usée/eaupluviale) avec cependant une insuffisance dans le drainage de chaussées (avaloirs et caniveaux). Cette situation est ressentie beaucoup plus au niveau de l'agglomération Chef lieu.

Le volume global des rejets d'eau domestique et industrielle est estimé à 450000 m³/j, sans traitement préalable, ce qui génère des nuisances de pollution hydriques des eaux superficielles de la Tafna [22].

II.4.2. Assainissement des eaux pluviales

L'agglomération de SEBDOU d'une manière générale, et particulièrement le centre ville, est exposés à des inondations fréquentes provoquées essentiellement par Oued Kicole et ses affluents (Chaâbet kadous).

Ce phénomène est amplifié par l'insuffisance des opérations de curage la dégradation du bassin de charriage et l'étranglement des ouvrages d'art, ...etc. a cet effet des études particulières ont été conduites par les services spécialisés pour apporter des solutions techniques à ces inondations sporadiques[22].

II.4.3. Localisation des points de rejets :

Les rejets provenant des activités commerciales, des stations de services, de lavage, de graissage se déversent dans le réseau d'assainissement :

- Une grande partie des eaux usées provenant de Hai Bouanani et du centre-ville est déversée dans l'oued Seb dou : deux importants rejets y sont localisés ;
- Les Hai Hafs et Lati déversent leurs eaux usées plus en aval, dans l'oued Seb dou[21].



Figure II.2 : Rejet Hai Bouanani (Zone01)

L'oued Kicole reçoit les eaux usées des Hai Bouméddène, Larabi et Dahou : un rejet important étant localisé au niveau de la confluence avec l'oued Guettara [21].



Figure II.3 : Rejet Boumedan et hai chouhada (Zone 3 et 4)

L'Oued Sebdou reçoit donc la plus grande part des eaux usées de la ville de Sebdou. Tous ces rejets doivent être collectés dans un seul collecteur principal plus en aval, vers le site de la future STEPde Sebdou [21].

Conclusion :

Dans cette partie nous avons défini les données nécessaires concernant notre agglomération du point de vue topographie, géologie, climatologie, démographie, ainsi que la situation hydraulique. Ces données vont nous servir de base pour l'élaboration du projet qui consiste à l'étude d'Assainissement de la dite agglomération.

CHAPITRE III :

**EVALUATION DES DEBITS ET
DIMENSIONNEMENT DE RESEAU
D'ASSAINISSEMENT**

CHAPITRE III :

EVALUATION DES DEBITS ET DIMENSIONNEMENT DE RESEAU D'ASSAINISSEMENT

Le réseau d'assainissement est appelé à assurer la collecte et l'évacuation des eaux de ruissellement et des eaux usées d'origine diverse. Avant de consacrer la partie dimensionnement des collecteurs, il faut que l'évaluation des débits des eaux usées et pluviales porte essentiellement sur l'estimation de la quantité et de la qualité des rejets qui se caractérisent en fonction du type d'agglomération et des diverses catégories du sol [15].

Afin d'avoir une meilleure estimation des débits des tronçons et avoir finalement un bon dimensionnement de réseau nous avons subdivisé la localité de SEBDOU en dix zone d'habitation (A à J) chaque zone sera équipé de son propre réseau (figure III.1). Ces réseaux seront de type unitaire. Pour profiter de l'existence de deux Oueds qui traversent la ville en question nous proposons une ligne de déversement qui sera équipée de collecteurs qui suivront les tracés des cours d'eau sur lesquels seront connectés les réseaux d'évacuation de chaque zone. Sur cette ligne de déversement nous disposeront des déversoirs d'orage qui permettront des déversements partiels des débits des zones assainies et permettre ainsi un gain dans le dimensionnement et un soulagement de la STEP à projeter.

La ville de Sebdoou à une surface 956,87 ha et un réseau d'assainissement de 36720,26 m. en analysant les plan du réseau existant et on le comparant aux résultats de nos investigations sur terrains nous avons relevé des différences des diamètres des tronçons et certains anomalies avec les plan mis à notre disposition. Ainsi nous sommes proposé de redimensionner le réseau d'assainissement de Sebdoou en essayant de garder le même tracé de réseau existant et de le compléter pour qu'il couvre les zone nos assainie et les extensions projeter dans le PDAU.

A la fin une comparaison avec l'existant sera entreprise pour définir les tronçons à gardés et le troquons à refaire.

Figure III.1 : Carte Sebdou

III.1. Estimation des débits d'eaux usées domestiques

Le but principal de l'évaluation des débits des eaux usées est de connaître la quantité et la qualité des rejets liquides provenant des habitations et des lieux d'activités.

Comme ces eaux ont une composition qui peut être source de maladies à transmission hydrique (fièvre typhoïde ; fièvre paratyphoïde ; dysenterie ; diarrhées infectieuses), il faut les évacuer le plus tôt possible et par le moyen le plus sûr. D'où ressort l'utilité de l'évaluation des quantités à traiter [15]

III.1.1. Nature des eaux usées à évacuer :

La nature des matières polluantes contenues dans l'effluent dépend de l'origine de ces eaux usées.

On distingue :

- Les eaux usées d'origine domestique.
- Les eaux usées d'origine industrielle.

A. Eaux usées d'origine domestique :

Les eaux usées d'origine domestique comprennent :

- Les eaux ménagères (eaux de cuisine, de lessive, de toilette, etc.).
- Les eaux vannes (en provenance des W.C, matière fécales et urines) [08].

- **Quantités à évacuer :**

La quantité des eaux à évacuer dépend des normes de consommation en eaux potable et qui à leur tours dépendent de :

- L'évaluation de la consommation actuelle.

Pour la quantification actuelle ou prévisible de la consommation en eaux potable, on a les facteurs suivants qui interviennent :

- Type d'habitats et leur degré de confort.
- Dotation en eaux potable.
- Conditions climatiques.

- Prise en compte forfaitaire des eaux publiques et industrielles [08].

B. Eaux des services publics :

Les eaux usées du service public proviennent essentiellement du lavage des espaces publics et pour éteindre les incendies. Ces eaux sont généralement chargées de matières grasses.

Les autres besoins publics seront pris en compte avec les besoins domestiques [15].

C. Eaux usées industrielles :

Ces eaux proviennent de diverses usines .Elles contiennent des substances chimiques (acide, basique) et toxiques.

La quantité des eaux évacuées par les industries dépend de plusieurs facteurs :

1. Nature de l'industrie : (Fabrications ou de transformations) ;
2. Procédé de fabrication utilisé ;
3. Taux de recyclage effectivement réalisé.

Mis à part la quantité à évacuer, il y a toujours certains paramètres à prendre en considération à savoir :

- Les eaux chaudes doivent avoir une température inférieure à 35°C
- Elles ne doivent pas contenir de matières corrosives, solides ou toxiques. Si non elles doivent subir un prétraitement à l'intérieur de l'unité industrielle [15].

D. Eaux usées des équipements :

On appelle équipements différents services publics : éducatifs, sanitaires, touristiques, administratifs et différents autres services d'utilité publique. L'estimation se fait sur la base du nombre de personnes qui fréquentent le lieu et sur la dotation requise pour chaque activité.

III.1.2. Consommation en eau potable

La quantité d'eau nécessaire à l'alimentation d'une agglomération dépend de certains paramètres :

- La disponibilité de la ressource.
- Le nombre d'habitants.
- Le développement urbain de la ville.
- Le niveau de vie de la population [15].

III.1.3. Estimation des débits des eaux usées domestiques

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

III.1.3.1. Evaluation du débit moyen journalier

Le débit moyen journalier rejeté est calculé par la relation suivante

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

Avec :

$Q_{\text{moy j}}$: débit moyen rejeté quotidiennement en (l/s) ;

K_r : coefficient de rejet pris égal à 80% de la quantité d'eau potable consommée.

D : dotation journalière prise égale à 1 50 l/j hab.

N : nombre d'habitants à l'horizon étudié (hab).

Le tableau III.1 résume les différents services publics de chaque zone et leurs débits

Tableau III.1: Consommation et les rejets pour chaque zone

Zone	Type d'équipement	Nombre d'équipements	Nombre de con	Dotation (l/hab/j)	Qept (m ³ /j)	Qeu (m ³ /j)	Qeu total (m ³ /j)
A	centre culturel	1	15	10	0,15	0,12	28,72
	centre handicapés	1	12	10	0,12	0,096	
	école	2	650	20	13	10,4	
	Mosquée	1	230	50	11,5	9,2	
	Dépôt de gaz	1	23	10	0,23	0,184	
	Salle omnisport	1	300	20	6	4,8	
	lycée	1	220	20	4,4	3,52	
Douane	1	50	10	0,5	0,4		
B	CEM	3	1150	20	23	18,4	99,832
	Mosquée	3	930	50	46,5	37,2	
	Ecole	4	950	20	19	15,2	
	Stade	1	600	10	6	4,8	
	Piscine	1	80	70	5,6	4,48	
	Maison de jeune	1	30	15	0,45	0,36	
	CFPA	1	120	20	2,4	1,92	
	Sûreté de daïra	1	100	20	2	1,6	
	Marché couvert	1	20	15	0,3	0,24	
	Gendarmerie	1	100	20	2	1,6	
	Salle de soins	1	8	30	0,24	0,192	
	Polyclinique	1	25	20	0,5	0,4	
Mosquée	2	1020	15	15,3	12,24		

	APC	1	30	15	0,45	0,36	
	Daïra	1	70	15	1,05	0,84	
C	CEM	1	450	20	9	7,2	12,32
	Ecole	1	320	20	6,4	5,12	
E	Lycée	1	350	20	7	5,6	17,12
	Hôpital	1	240	60	14,4	11,52	
F	Complexe sportif	1	250	30	7,5	6	23,6
	DENITX	1	800	15	12	9,6	
	lycée	2	500	20	10	8	
G	lycée	1	500	20	10	8	18,16
	Ecole	1	250	20	5	4	
	CEM	1	340	20	6,8	5,44	
	Tribunal	1	60	15	0,9	0,72	

III.1.3.2. Evaluation des débits d'eaux usées domestiques :

✚ Le calcul du nombre d'habitant futur s'obtient par la formule de Tabassaran

$$Pf = P_0 \cdot (1 + I)^n \dots \dots \dots (III.2)$$

Avec :

Pf = population futur ;

I= taux d'accroissement estimé en pourcentage (3.65%) ;

Po = population actuelle

n= nombre d'année (19 ans)

Pf = habitations future

Le tableau III.2 résume l'estimation de la population de chaque zone.

Tableau III.2 : Estimation de la population.

Zone	Surface projetée	Population	Zone	Surface	population
A	70,3873401	13239	F	48,875994	9193
B	136,70121	25711	G	94,2824531	17733
C	48,1510751	9057	H	52,103655	9800

D	29,9206358	5628	I	45,578998	8572
E	60,218222	11326	J	91,2412	17161

Donc des rejets d'eau usée pour l'horizon 2035 résumés dans le tableau suivant sachant que

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

$$q_c = \frac{Q_{eu}}{L_T} \dots \dots \dots (III.3)$$

Tableau III.3 : Consommations et les rejets

Zone	Surface	population	Qus (m³/j)	Q eq (M3/J)	Qeud (m³/i)	Ltr(m)	qc (l/s)
A	70,38	13239	1588,68	28,72	18,719	3943,45	0,004747
B	136,70	25711	3085,32	99,832	36,865	9725,61	0,003791
C	48,15	9057	1086,84	12,32	12,721	2599,3	0,004894
D	29,92	5628	675,36		7,816	2452,68	0,003187
E	60,21	11326	1359,12	17,12	15,928	3333,1	0,004779
F	48,87	9193	1103,16	23,6	13,041	2878,16	0,004531
G	94,28	17733	2127,96	18,16	24,839	3702,1	0,00671
H	52,10	9800	1176		13,611	3025,31	0,004499
I	45,578998	8572	1028,64		11,905	1703,04	0,006991
J	91,2412	17161	2059,32		23,8347	4133,65	0,005766

III.1.4. Détermination des débits totaux d'eaux usées

Une fois les zones d'habitation définies, des réseaux d'évacuations sont proposés et numérotés en veillant à avoir des tronçons de moins de 300m.

Pour le calcul des débits des eaux usées il faut prendre le nombre d'habitants et la longueur du réseau et le débit spécifique de chaque zone

1. calcul le débit de pointe de la zone A :

Le réseau A est représenté dans la fig.III.2 qui suit :

La longueur total du réseau du BV.A (zone A) est : $LT = \sum Li = 3943,45$ m

Nombre d'habitation : 13239 hab.

Le débit spécifique $q_c = 0,004747$ L/s

Le calcul des débits des eaux usées des tronçons de la zone A est représenté dans le tableau suivant

Tableau III.4 : Calcul des débits et répartition sur les tronçons de la zone A

Tronçon	Ltr	Long hyd	Qmr	Qme	Qms	p	Qpe	Qpf(l/s)	Qpf (m3/s)
							Qps		
1--2	244,75	319,62	1,1619	0	1,162	0,00	0,00	2,219	0,002
						3,82	4,44		
3--2	252,67	507,8	1,1995	0	1,199	0,00	0,00	2,269	0,002
						3,78	4,54		
2--4	208,74	285,24	0,9909	2,3613	3,352	3,13	0,00	4,803	0,005
						2,87	9,61		
5--6	211,74	280,48	1,0051	0	1,005	0,00	0,00	2,007	0,002
						3,99	4,01		
6--7	126,71	239,09	0,6015	1,0051	1,607	3,99	4,01	4,796	0,005
						3,47	5,58		
7--8	290,35	243,5	1,3783	1,6067	2,985	3,47	5,58	7,188	0,007
						2,95	8,80		
10--11	184,8	448,33	0,8773	0,0000	0,877	0,00	0,00	1,755	0,002
						4,00	3,51		
7--11	140,32	140,64	0,6661	0,0000	0,666	0,00	0,00	1,332	0,001
						4,00	2,66		
11--9	261,72	321,4	1,2424	1,5434	2,786	3,51	5,42	6,886	0,007
						3,00	8,35		
9--13	200,94	308,28	0,9539	2,7858	3,740	3,00	8,35	9,398	0,009
						2,79	10,44		
12--13	239,32	345,08	1,1360	0,0000	1,136	0,00	0,00	2,184	0,002

Chapitre III : EVALUATION DES DEBITS ET DIMENSIONNEMENT DE RESEAU D'ASSAINISSEMENT

						3,85	4,37		
13--14	96,38	195,27	0,4575	4,8757	5,333	2,63	12,83	13,304	0,013
						2,58	13,77		
14--15	162,9	221,82	0,7733	8,6854	9,459	2,35	20,40	21,136	0,021
						2,31	21,88		
15--16	292,21	345,9	1,3872	9,4587	10,846	2,31	21,88	23,189	0,023
						2,26	24,50		
17--16	221,25	402,8	1,0503	0,0000	1,050	0,00	0,00	2,069	0,002
						3,94	4,14		
16--18	197,21	250,8	0,9362	11,8962	12,832	2,22	26,47	27,336	0,027
						2,20	28,20		
19--18	219,89	534,105	1,0438	0,0000	1,044	0,00	0,00	2,060	0,002
						3,95	4,12		
18--20	117,87	185,031	0,5595	13,8762	14,436	2,17	30,13	30,640	0,031
						2,16	31,15		
20--21	273,68	376,72	1,2992	14,4357	15,735	2,16	31,15	32,336	0,032
						2,13	33,52		

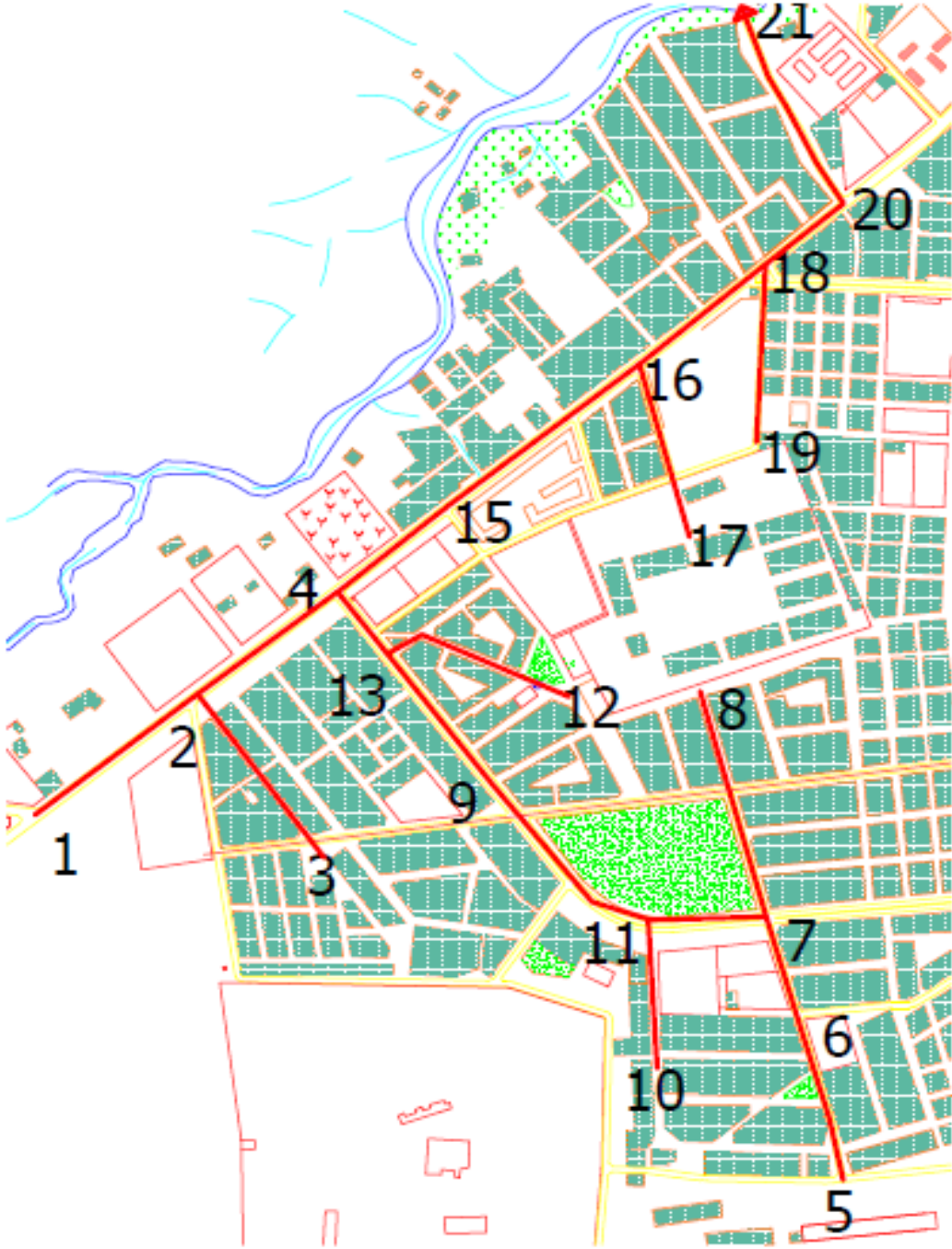


Figure III.2 : Zone 01 « «eaux usées » »

2. calcul le débit de pointe de la zone B :

Le réseau A est représenté dans la fig.III.3 qui suit :

La longueur total du réseau du BV.A (zone B) est : $LT = \sum Li = 9725,61 \text{ m}$

Nombre d'habitation : 25711 hab

Le débit spécifique $qc = 0,00379 \text{ L/s}$

Le calcul des débits des eaux usées des tronçons de la zone B est représenté dans le tableau suivant

Tableau III.5 : Calcul des débits et répartition sur les tronçons de la zone B

Tronçon	Ltr	Qmr	Qme	Qms	p	Qpe	Qpf(l/s)	Qpf (m3/s)
						Qps		
22--23	274,2	10,3936	0	10,394	0,000	0,000	11,83	0,012
						2,275		
23--28	93,07	3,5278	10,3936	13,921	2,275	23,650	26,93	0,027
						2,170		
24--25	133,46	5,0588	0,0000	5,0588	0,000	0,000	6,61	0,007
						2,612		
25--26	108,47	4,1116	5,0588	9,1704	2,612	13,211	17,27	0,017
						2,326		
26-27	227,39	8,6193	9,1704	17,790	2,326	21,326	29,28	0,029
						2,093		
27--28	289,74	10,9827	17,7897	28,772	2,093	37,229	46,90	0,047
						1,966		
29--30	159,07	6,0294	0,0000	6,0294	0,000	0,000	7,59	0,008
						2,518		
30--31	186,34	7,0634	6,0294	13,093	2,518	15,183	21,93	0,022
						2,191		
31--28	102,15	3,8720	13,0928	16,965	2,191	28,685	32,21	0,032
						2,107		

28--32	228,26	8,6523	30,8863	39,539	1,950	60,223	67,63	0,068
					1,898	75,028		
32--32	160,52	6,0844	39,5386	45,623	1,898	75,028	80,17	0,080
					1,870	85,321		
32--50	152,34	5,7745	45,6230	51,397	1,870	85,321	90,17	0,090
					1,849	95,019		
33--34	290,78	11,0221	0,0000	11,022	0,000	0,000	12,42	0,012
					2,253	24,833		
34--35	245,1	9,2906	11,0221	20,313	2,253	24,833	33,28	0,033
					2,055	41,736		
35--36	214,34	8,1246	20,3127	28,437	2,055	41,736	48,86	0,049
					1,969	55,988		
36--39	213,16	8,0799	28,4373	36,517	1,969	55,988	62,94	0,063
					1,914	69,883		
37--38	269,42	10,2124	0,0000	10,212	0,000	0,000	11,65	0,012
					2,282	23,308		
38--39	291,2	11,0380	10,2124	21,250	2,282	23,308	33,35	0,033
					2,042	43,400		
39--39	283,75	10,7556	57,7676	68,523	1,829	105,653	114,57	0,115
					1,802	123,480		
39--45	263,97	10,0059	68,5233	78,529	1,802	123,480	131,71	0,132
					1,782	139,948		
40--41	250,26	9,4862	0,0000	9,4862	0,000	0,000	10,96	0,011
					2,312	21,929		
41--42	275,36	10,4376	9,4862	19,924	2,312	21,929	31,49	0,031
					2,060	41,045		
42--43	283,21	10,7352	19,9238	30,659	2,060	41,045	50,44	0,050
					1,952	59,831		
43--44	251,27	9,5245	30,6589	40,183	1,952	59,831	67,98	0,068
					1,894	76,123		
44--45	237,3	8,9949	40,1834	49,178	1,894	76,123	83,71	0,084
					1,856	91,299		
45--45	280,6	10,6362	127,7074	138,34	1,721	219,813	228,37	0,228

					1,713	236,920		
45--46	174,71	6,6224	138,3436	144,97	1,713	236,920	242,23	0,242
					1,708	247,550		
46--48	186,02	7,0511	144,9661	152,02	1,708	247,550	253,20	0,253
					1,703	258,850		
48--49	230,94	8,7538	152,0172	160,77	1,703	258,850	265,85	0,266
					1,697	272,855		
49--50	251,6	9,5370	160,7710	170,31	1,697	272,855	280,47	0,280
					1,692	288,088		
50--51	109,4	4,1468	221,7055	225,85	1,668	369,783	373,07	0,373
					1,666	376,349		
51--54	233,8	8,8623	225,8523	234,71	1,666	376,349	383,36	0,383
					1,663	390,373		
52--53	275,65	10,4486	0,0000	10,449	0,000	0,000	11,88	0,012
					2,273	23,754		
53--54	123,01	4,6627	10,4486	15,111	2,273	23,754	28,07	0,028
					2,143	32,385		
54--78	151,28	5,7343	249,8259	255,56	1,658	414,253	418,78	0,419
					1,656	423,306		
48--69	183	6,9367	0,0000	6,9367	0,000	0,000	8,49	0,008
					2,449	16,989		
69--70	183	6,9367	6,9367	13,873	2,449	16,989	23,56	0,024
					2,171	30,122		
70--71	184,6	6,9973	13,8733	20,871	2,171	30,122	36,42	0,036
					2,047	42,727		
71--72	231,37	8,7701	20,8706	29,641	2,047	42,727	50,40	0,050
					1,959	58,072		
72--76	189,9	7,1982	29,6408	36,839	1,959	58,072	64,25	0,064
					1,912	70,432		
73--74	272,61	10,3334	0,0000	10,333	0,000	0,000	11,77	0,012
					2,278	23,536		
74--75	199	7,5431	10,3334	17,877	2,278	23,536	30,46	0,030
					2,091	37,385		

Chapitre III : EVALUATION DES DEBITS ET DIMENSIONNEMENT DE RESEAU D'ASSAINISSEMENT

75--76	107,5	4,0748	17,8765	21,951	2,091	37,385	41,01	0,041
					2,034	44,640		
76--77	82,84	3,1401	58,7903	61,930	1,826	107,354	109,96	0,110
					1,818	112,570		
77--78	233,24	8,8410	61,9304	70,771	1,818	112,570	119,88	0,120
					1,797	127,189		
78--79	128,33	4,8644	70,7714	75,636	1,797	127,189	131,19	0,131
					1,787	135,196		
79--80	229,08	8,6833	75,6358	84,319	1,787	135,196	142,32	0,142
					1,772	149,435		

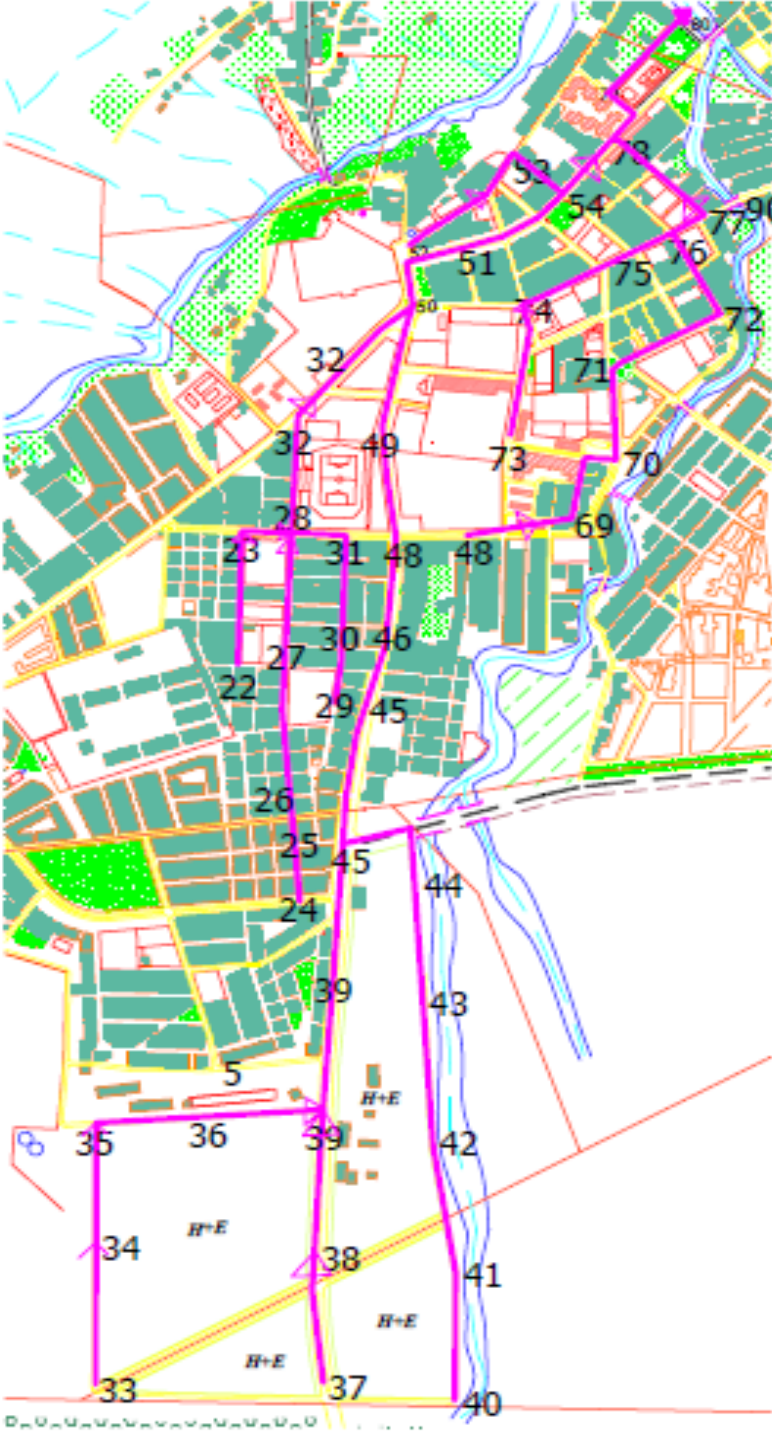


Figure III.3 : Zone 02« eaux usées »

3. calcul le débit de pointe de la zone C :

Le réseau A est représenté dans la fig.III.4 qui suit :

La longueur total du réseau du BV.A (zone C) est : $LT = \sum Li = 2599,3 \text{ m}$

Nombre d'habitation : 9057 hab

Le débit spécifique $q_c = 0,004894 \text{ L/s}$

Le calcul des débits des eaux usées des tronçons de la zone C est représenté dans le tableau suivant

Tableau III.6: Calcul des débits et répartition sur les tronçons de la zone C

Tronçon	Ltr	Qmr	Qme	Qms	p	Qpe	Qpf(l/s)	Qpf (m3/s)
						Qps		
55--56	235,1	1,15	0,000	1,151	0,000	0,000	2,20	0,0022
					3,831	4,408		
56--57	268,44	1,31	1,151	2,464	3,831	4,408	6,01	0,0060
					3,092	7,621		
57--66	257,4	1,26	2,464	3,724	3,092	7,621	9,02	0,0090
					2,795	10,411		
58--61	265,92	1,30	0,000	1,301	0,000	0,000	2,40	0,0024
					3,691	4,804		
59--60	188,85	0,92	0,000	0,924	0,000	0,000	1,85	0,0018
					4,000	3,697		
60--61	187,56	0,92	0,924	1,842	4,000	3,697	4,93	0,0049
					3,342	6,157		
61--62	208,06	1,02	3,144	4,162	2,910	9,148	10,25	0,0102
					2,725	11,343		
62--66	212,66	1,04	4,162	5,203	2,725	11,343	12,43	0,0124
					2,596	13,507		
63--64	171,75	0,84	0,000	0,841	0,000	0,000	1,68	0,0017
					4,000	3,362		
64--65	287,75	1,41	0,841	2,249	4,000	3,362	5,24	0,0052
					3,167	7,123		

Chapitre III : EVALUATION DES DEBITS ET DIMENSIONNEMENT DE RESEAU D'ASSAINISSEMENT

65--66	33,88	0,17	2,249	2,415	3,167	7,123	7,31	0,0073
					3,109	7,507		
66--67	120,04	0,59	11,342	11,929	2,242	25,432	25,98	0,0260
					2,224	26,529		
67--68	161,9	0,79	11,929	12,722	2,224	26,529	27,26	0,0273
					2,201	28,000		

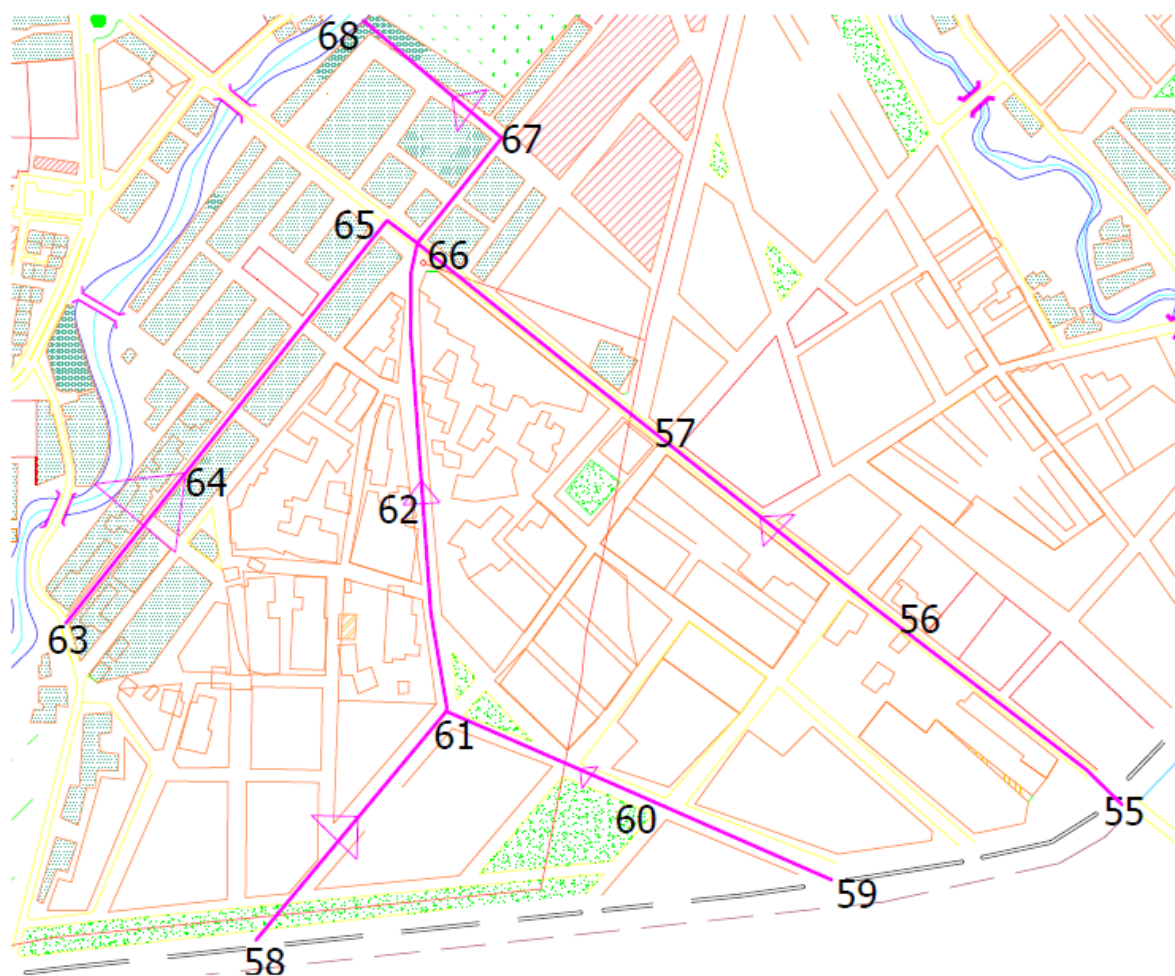


Figure III.4 : Zone 03 eaux usées

4. calcul le débit de pointe de la zone D :

Le réseau A est représenté dans la fig.III.5 qui suit :

La longueur total du réseau du BV.A (zone D) est : $LT = \sum Li = 1888,3 \text{ m}$

Nombre d'habitation : 5628 hab

Le débit spécifique $q_c = 0,003186 \text{ L/s}$

Le calcul des débits des eaux usées des tronçons de la zone D est représenté dans le tableau suivant

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

Tronçon	Ltr	Qmr	Qme	Qms	p	Qpe	Qpf(l/s)	Qpf (m3/s)
						Qps		
81--81	148,32	4,7269	0	4,7269	0,000	0,000	6,26	0,0063
					2,650	12,526		
81--85	255,53	8,1437	4,7269	12,871	2,650	12,526	20,40	0,0204
					2,197	28,275		
82--85	275,58	8,7827	0,0000	8,7827	0,000	0,000	10,29	0,0103
					2,344	20,583		
83--84	250,11	7,9710	0,0000	7,9710	0,000	0,000	9,51	0,0095
					2,385	19,015		
84--85	218,53	6,9645	7,9710	14,936	2,385	19,015	25,54	0,0255
					2,147	32,065		
85--86	273,01	8,7006	27,8062	36,507	1,974	54,892	62,38	0,0624
					1,914	69,865		
86--87	221,21	7,0499	36,5068	43,557	0,000	0,000	40,92	0,0409
					1,879	81,834		
87--88	246,06	7,8419	43,5567	51,399	1,879	81,834	88,43	0,0884
					1,849	95,021		
88--89	219,9	7,0082	51,3986	58,407	1,849	95,021	100,87	0,1009
					1,827	106,716		

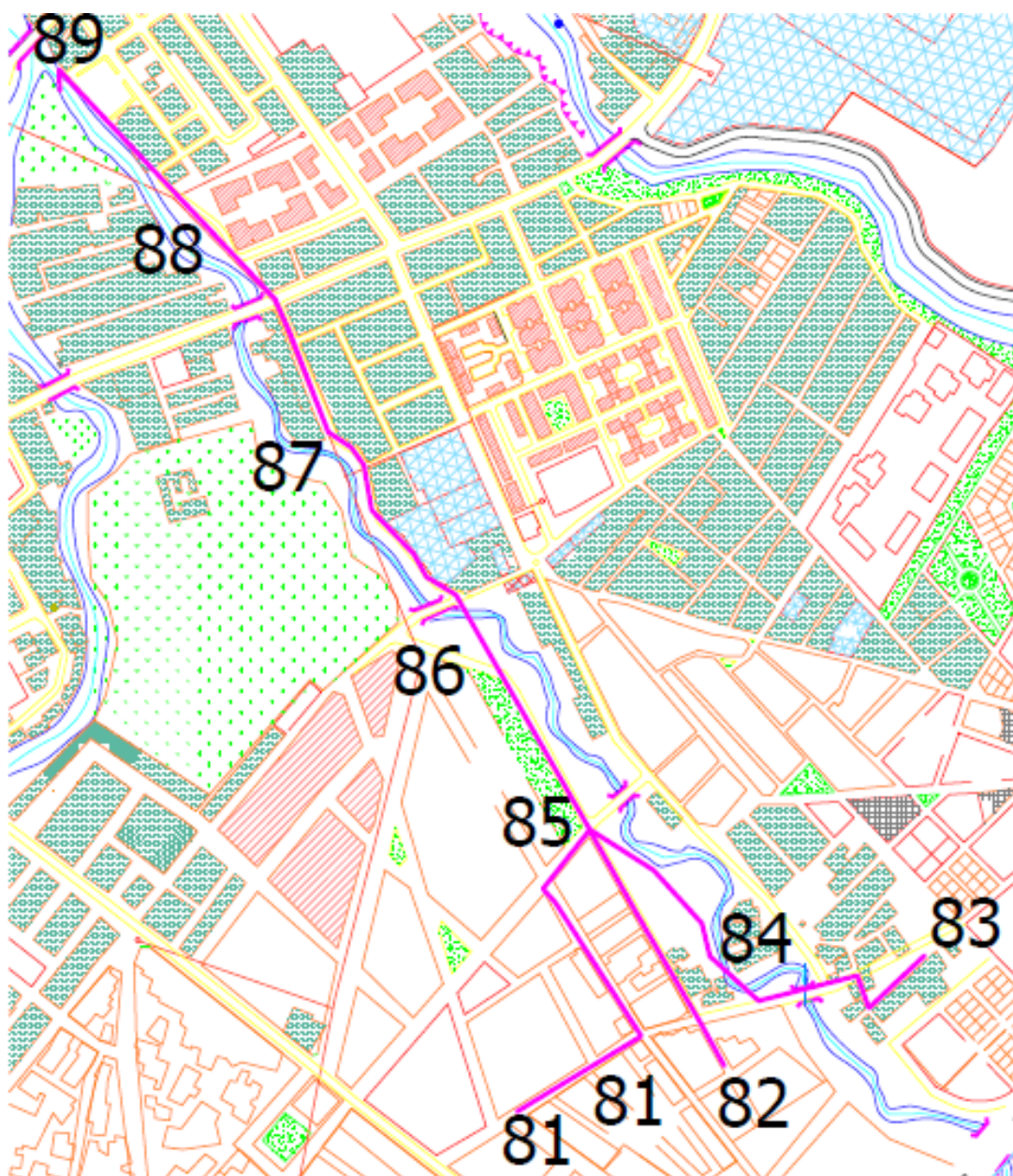


Figure III.5 : zone 4« «eaux usées »

5. calcul le débit de pointe de la zone E :

Le réseau A est représenté dans la fig.III.6 qui suit :

La longueur total du réseau du BV.A (zone E) est : $LT=\sum Li=3333,1 \text{ m}$

Nombre d'habitation : 11326 hab.

Le débit spécifique $q_c=0,00477$ L/s

Le calcul des débits des eaux usées des tronçons de la zone E est représenté dans le tableau suivant

Tableau III.8: Calcul des débits et répartition sur les tronçons de la zone E

Tronçon	Ltr	Qmr	Qme	Qms	p	Qpe	Qpf(l/s)	Qpf (m3/s)
						Qps		
93--94	288,39	1,38	0,000	1,378	0,000	0,000	2,501	0,003
					3,630	5,002		
94--96	270,84	1,29	1,378	2,673	3,630	5,002	6,549	0,007
					3,029	8,096		
95--96	234,34	1,12	0,000	1,120	0,000	0,000	2,163	0,002
					3,862	4,325		
96--97	200,66	0,96	3,792	4,751	2,784	10,557	11,567	0,012
					2,647	12,576		
97--98	216,96	1,04	4,751	5,788	2,647	12,576	13,637	0,014
					2,539	14,697		
99--100	205,77	0,98	0,000	0,983	0,000	0,000	1,967	0,002
					4,000	3,933		
100--102	191,02	0,91	0,983	1,896	4,000	3,933	5,110	0,005
					3,315	6,287		
101-102	239,77	1,15	0,000	1,146	0,000	0,000	2,197	0,002
					3,835	4,395		
102--103	210,48	1,01	3,042	4,048	2,933	8,924	10,013	0,010
					2,743	11,102		
103--104	229,97	1,10	4,048	5,147	2,743	11,102	12,247	0,012
					2,602	13,392		
104--98	205,02	0,98	5,147	6,127	2,602	13,392	14,385	0,014
					2,510	15,378		
98--105	261,13	1,25	11,915	13,163	2,224	26,502	27,658	0,028
					2,189	28,815		

Chapitre III : EVALUATION DES DEBITS ET DIMENSIONNEMENT DE RESEAU D'ASSAINISSEMENT

105--106	243,56	1,16	13,163	14,327	2,189	28,815	29,884	0,030
					2,160	30,953		
106--108	198,93	0,95	14,327	15,278	2,160	30,953	31,820	0,032
					2,140	32,688		
107--108	136,26	0,65	0,000	0,651	0,000	0,000	1,302	0,001
					4,000	2,605		
108-109	6							

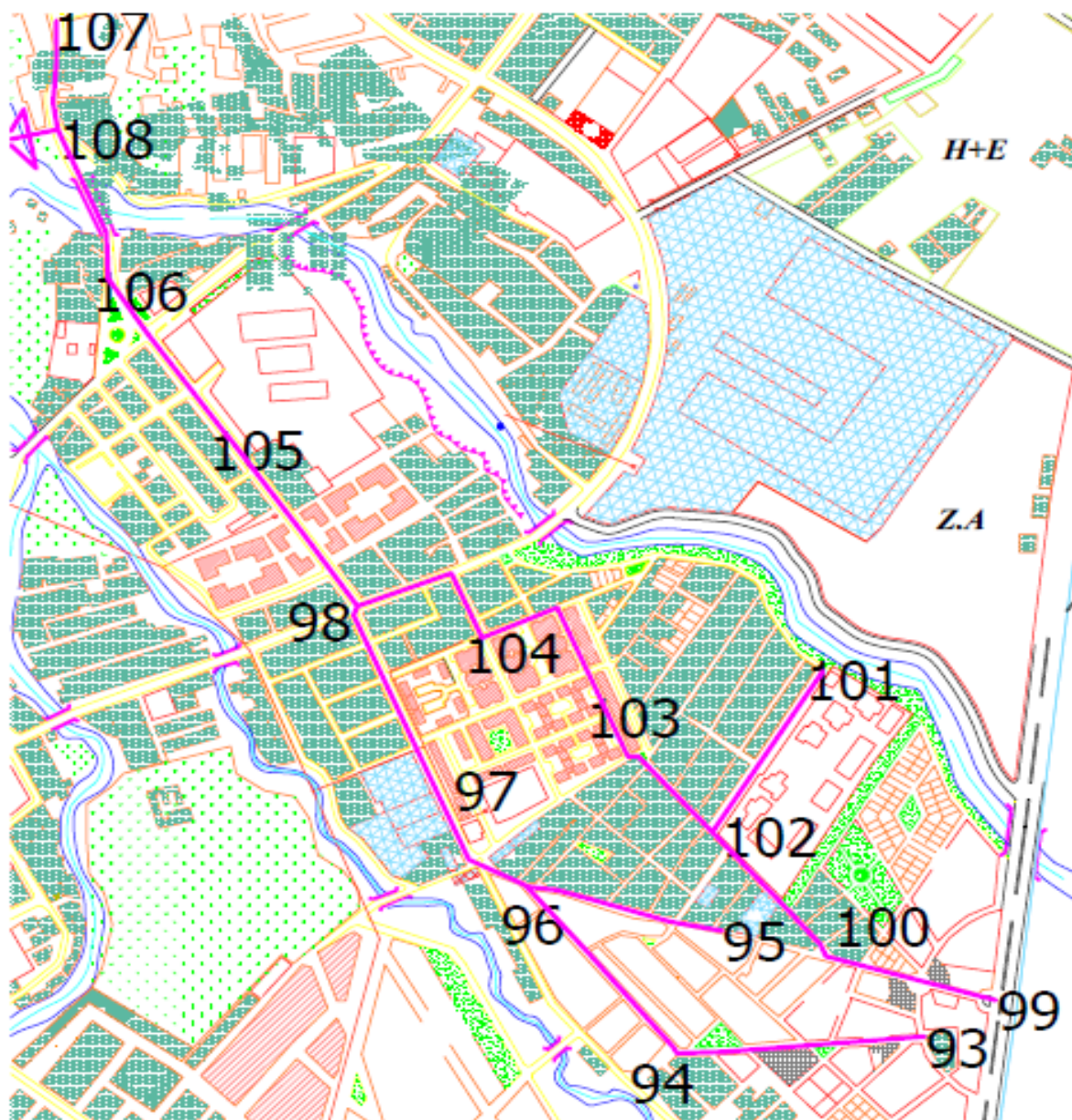


Figure III.6 : Zone 05« eaux usées »

6. calcul le débit de pointe de la zone F :

Le réseau A est représenté dans la fig.III.7 qui suit :

La longueur total du réseau du BV.A (zone F) est : $LT = \sum Li = 2878,16 \text{ m}$

Nombre d'habitation : 9193 hab.

Le débit spécifique $q_c = 0,004531 \text{ L/s}$

Le calcul des débits des eaux usées des tronçons de la zone F est représenté dans le tableau suivant

Tableau III.9: Calcul des débits et répartition sur les tronçons de la zone F

Tronçon	Ltr	Qmr	Qme	Qms	p	Qpe	Qpf(l/s)	Qpf (m3/s)
						Qps		
109--110	268,11	1,21	0,00	1,21	0,000	0,000	2,289	0,002
						3,768		
110--111	132,9	0,60	1,21	1,82	3,768	4,578	5,337	0,005
						3,355		
111--112	290,51	1,32	1,82	3,13	3,355	6,095	7,610	0,008
						2,912		
112--113	231,5	1,05	3,13	4,18	2,912	9,125	10,256	0,010
						2,722		
113--114	280,7	1,27	4,18	5,45	2,722	11,386	12,703	0,013
						2,570		
114--115	193,72	0,88	5,45	6,33	2,570	14,020	14,904	0,015
						2,494		
115--116	187,6	0,85	6,33	7,18	2,494	15,789	16,631	0,017
						2,433		
116--120	70,33	0,32	7,18	7,50	2,433	17,473	17,785	0,018
						2,413		
117--118	257,7	1,17	0,00	1,17	0,000	0,000	2,226	0,002
						3,814		
118--119	246,93	1,12	1,17	2,29	3,814	4,453	5,832	0,006
						3,153		
119--120	247,93	1,12	2,29	3,41	3,153	7,210	8,471	0,008
						2,854		
120--121	222,23	1,01	10,91	11,92	2,257	24,624	25,565	0,026

Chapitre III : EVALUATION DES DEBITS ET DIMENSIONNEMENT DE RESEAU D'ASSAINISSEMENT

					2,224	26,507		
121--158	248	1,12	17,37	18,50	2,100	36,477	37,486	0,037
					2,081	38,495		

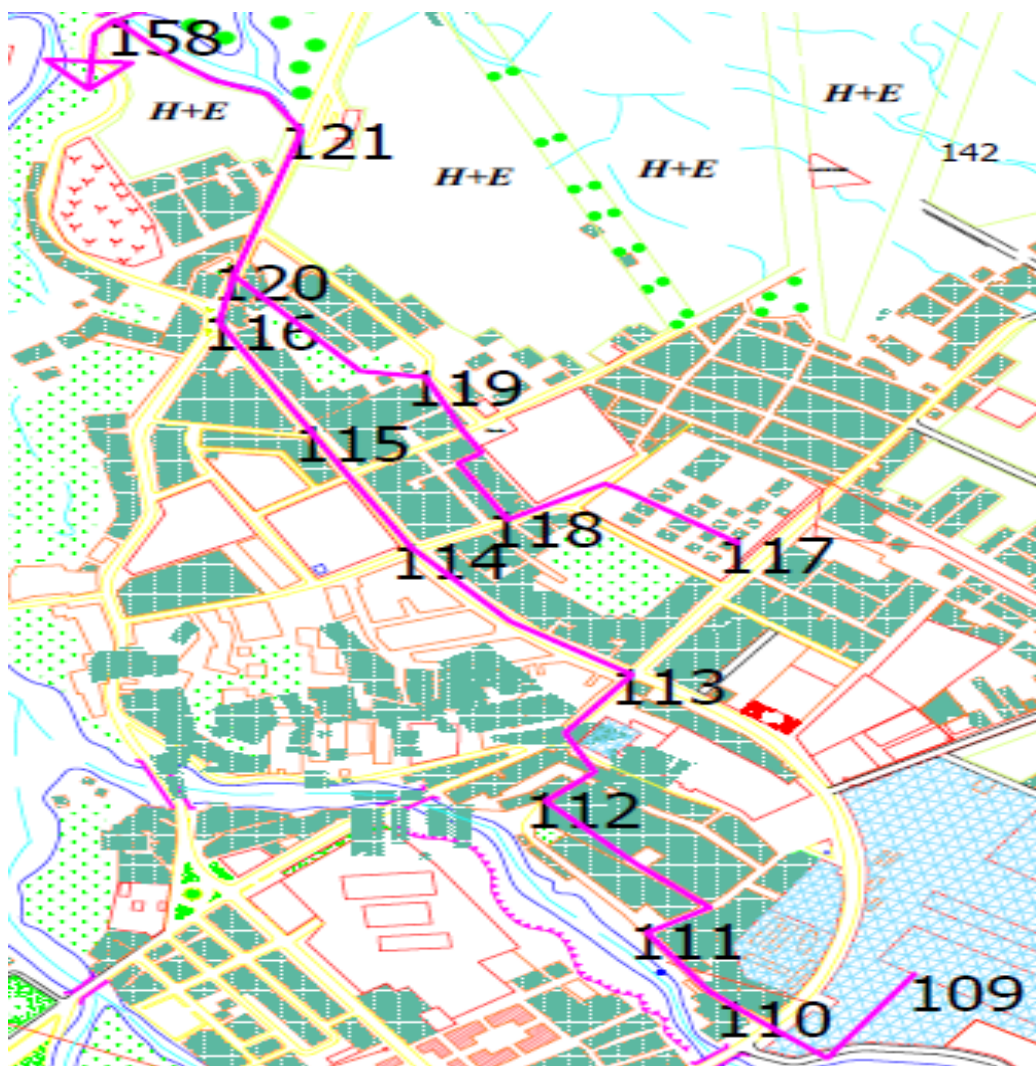


Figure III.7 : Zone 06« «eaux usées »

7. calcul le débit de pointe de la zone G :

Le réseau A est représenté dans la fig.III.8 qui suit :

La longueur total du réseau du BV.A (zone G) est : $LT = \sum Li = 3702,1m$

Nombre d'habitation : 17733 hab.

Le débit spécifique $q_c=0,00670$ L/s

Le calcul des débits des eaux usées des tronçons de la zone G est représenté dans le tableau suivant

Tableau III.10 : calcul des débits et répartition sur les tronçons de la zone G

Tronçon	Ltr	Qmr	Qme	Qms	p	Qpe	Qpf(l/s)	Qpf (m3/s)
						Qps		
129--130	294,07	1,97	0,00	1,97	0,00	0,00	3,236	0,003
					3,28	6,47		
130--131	277,43	1,86	1,97	3,83	3,28	6,47	8,559	0,009
					2,78	10,65		
131--132	284,45	1,91	3,83	5,74	2,78	10,65	12,626	0,013
					2,54	14,61		
132--143	207,34	1,39	5,74	7,13	2,54	14,61	15,992	0,016
					2,44	17,38		
143--144	220,26	1,48	7,13	8,61	2,44	17,38	18,817	0,019
					2,35	20,25		
144-145	191,6	1,29	8,61	9,90	2,35	20,25	21,483	0,021
					2,29	22,71		
122-123	170,4	1,14	0,00	1,14	0,00	0,00	2,194	0,002
					3,84	4,39		
123--123	152,78	1,03	1,14	2,17	3,84	4,39	5,661	0,006
					3,20	6,93		
123--145	165,16	1,11	2,17	3,28	3,20	6,93	8,187	0,008
					2,88	9,44		
145--145	196,79	1,32	13,17	14,49	2,19	28,84	30,047	0,030
					2,16	31,26		
145--147	190,47	1,28	20,24	21,52	2,06	41,60	42,736	0,043
					2,04	43,87		
146--147	288,2	1,93	0,00	1,93	0,00	0,00	3,188	0,003
					3,30	6,38		
147--148	155,51	1,04	23,45	24,49	2,02	47,28	48,196	0,048
					2,01	49,11		

Chapitre III : EVALUATION DES DEBITS ET DIMENSIONNEMENT DE RESEAU D'ASSAINISSEMENT

141--142	212,9	1,43	0,00	1,43	0,00	0,00	2,565	0,003
					3,59	5,13		
142--148	179,03	1,20	1,43	2,63	3,59	5,13	6,565	0,007
					3,04	8,00		
148--149	217,11	1,46	27,12	28,58	1,98	53,70	54,968	0,055
					1,97	56,23		
149--150	298,6	2,00	28,58	30,58	1,97	56,23	57,966	0,058
					1,95	59,70		

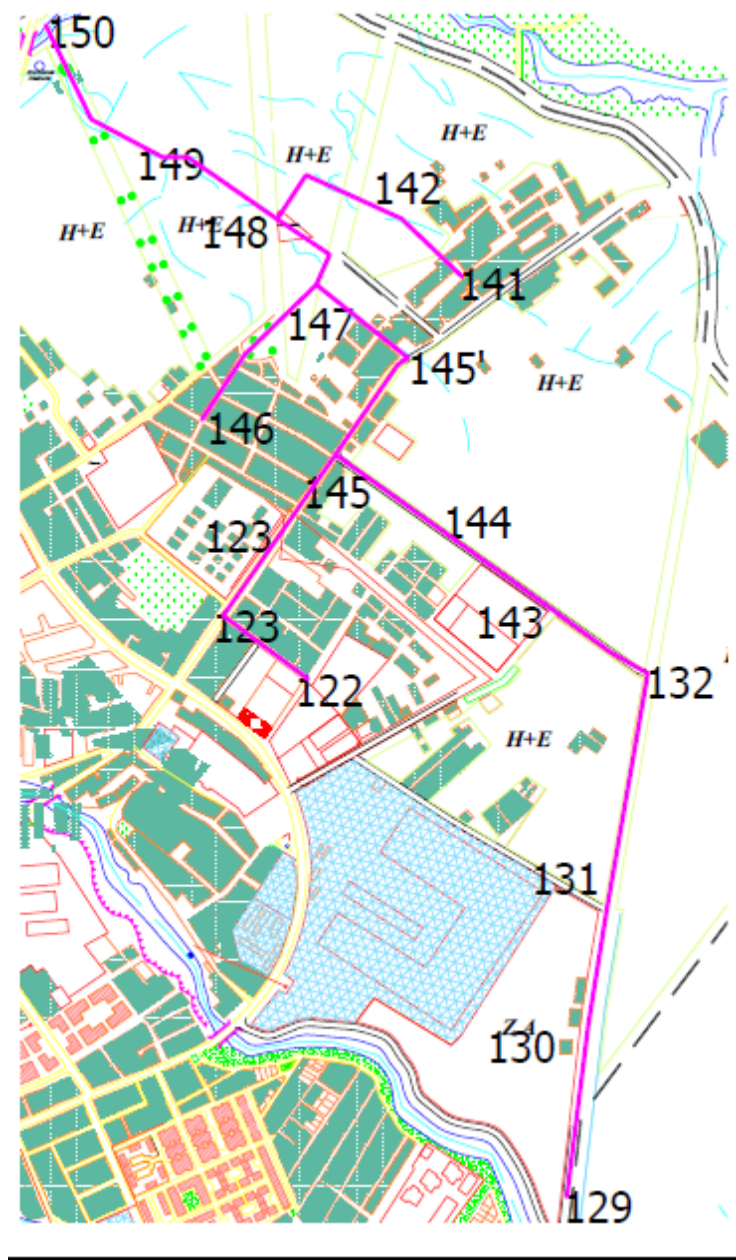


Figure III.8 : Zone 07« «eaux usées »

8. calcul le débit de pointe de la zone H :

Le réseau A est représenté dans la fig.III.9 qui suit :

La longueur total du réseau du BV.A (zone H) est : $LT = \sum Li =$

Nombre d'habitation : 9800 hab.

Le débit spécifique $q_c=0,00449L/s$

Le calcul des débits des eaux usées des tronçons de la zone I est représenté dans le tableau suivant

Tableau III.11: Calcul des débits et répartition sur les tronçons de la zone H

Tronçon	Ltr	Qmr	Qme	Qms	p	Qpe	Qpf(l/s)	Qpf (m3/s)
						Qps		
124--125	296,23	1,33	0,000	1,333	0,000	0,000	2,443	0,002
						3,666		
125--126	173,93	0,78	1,333	2,115	3,666	4,885	5,847	0,006
						3,219		
126--127	259,8	1,17	2,115	3,284	3,219	6,809	8,133	0,008
						2,880		
127--128	230,2	1,04	3,284	4,320	2,880	9,457	10,566	0,011
						2,703		
128--134	234,34	1,05	4,320	5,374	2,703	11,676	12,766	0,013
						2,578		
132"--133	214,9	0,97	0,000	0,967	0,000	0,000	1,934	0,002
						4,000		
133--134	250,77	1,13	0,967	2,095	4,000	3,867	5,314	0,005
						3,227		
134--135	277,6	1,25	7,469	8,718	2,415	18,036	19,248	0,019
						2,347		
135--136	169	0,76	8,718	9,479	2,347	20,459	21,187	0,021
						2,312		
136--137	244,92	1,10	9,479	10,580	2,312	21,915	22,959	0,023
						2,269		
137--138	261,43	1,18	10,580	11,757	2,269	24,003	25,105	0,025
						2,229		
138--139	248,06	1,12	11,757	12,873	2,229	26,207	27,243	0,027
						2,197		
139--140	164,13	0,74	12,873	13,611	2,197	28,279	28,959	0,029
						2,178		

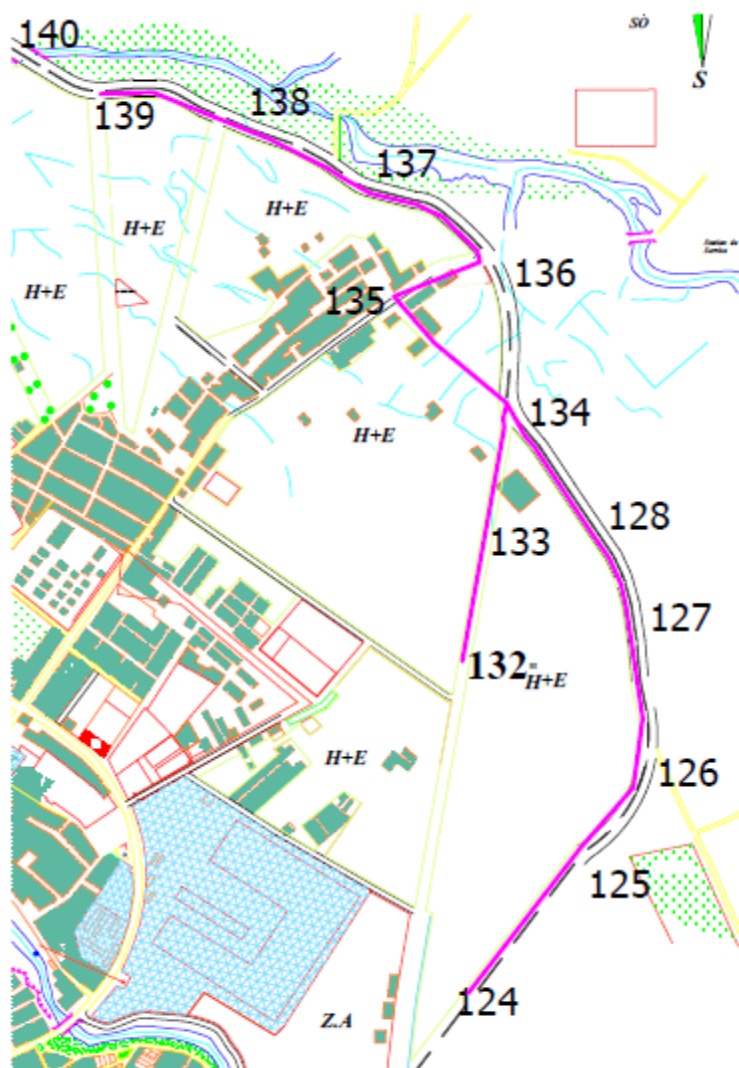


Figure III.9 : Zone 08« «eaux usées »

9. calcul le débit de pointe de la zone I :

Le réseau A est représenté dans la fig.III.10 qui suit :

La longueur total du réseau du BV.A (zone I) est : $LT = \sum L_i =$

Nombre d'habitation : 8572 hab.

Le débit spécifique $q_c = 0,0069 \text{ L/s}$

Le calcul des débits des eaux usées des tronçons de la zone I est représenté dans le tableau suivant

Tableau III.12: calcul des débits et répartition sur les tronçons de la zone I

Tronçon	Ltr	Qmr	Qme	Qms	p	Qpe	Qpf(l/s)	Qpf (m3/s)
						Qps		
151--152	281,73	1,970	0,000	1,970	0,000	0,000	3,231	0,003
					3,281	6,463		
152--153	266,45	1,863	1,970	3,832	3,281	6,463	8,553	0,009
					2,777	10,642		
153--157	280,96	1,964	3,832	5,796	2,777	10,642	12,678	0,013
					2,538	14,713		
154--155	286,3	2,001	0,000	2,001	0,000	0,000	3,270	0,003
					3,267	6,539		
155--156	251,67	1,759	2,001	3,761	3,267	6,539	8,514	0,009
					2,789	10,489		
156--157	269,83	1,886	3,761	5,647	2,789	10,489	12,451	0,012
					2,552	14,412		
157--158	66,1	0,462	11,443	11,906	2,239	25,622	26,053	0,026
					2,225	26,484		

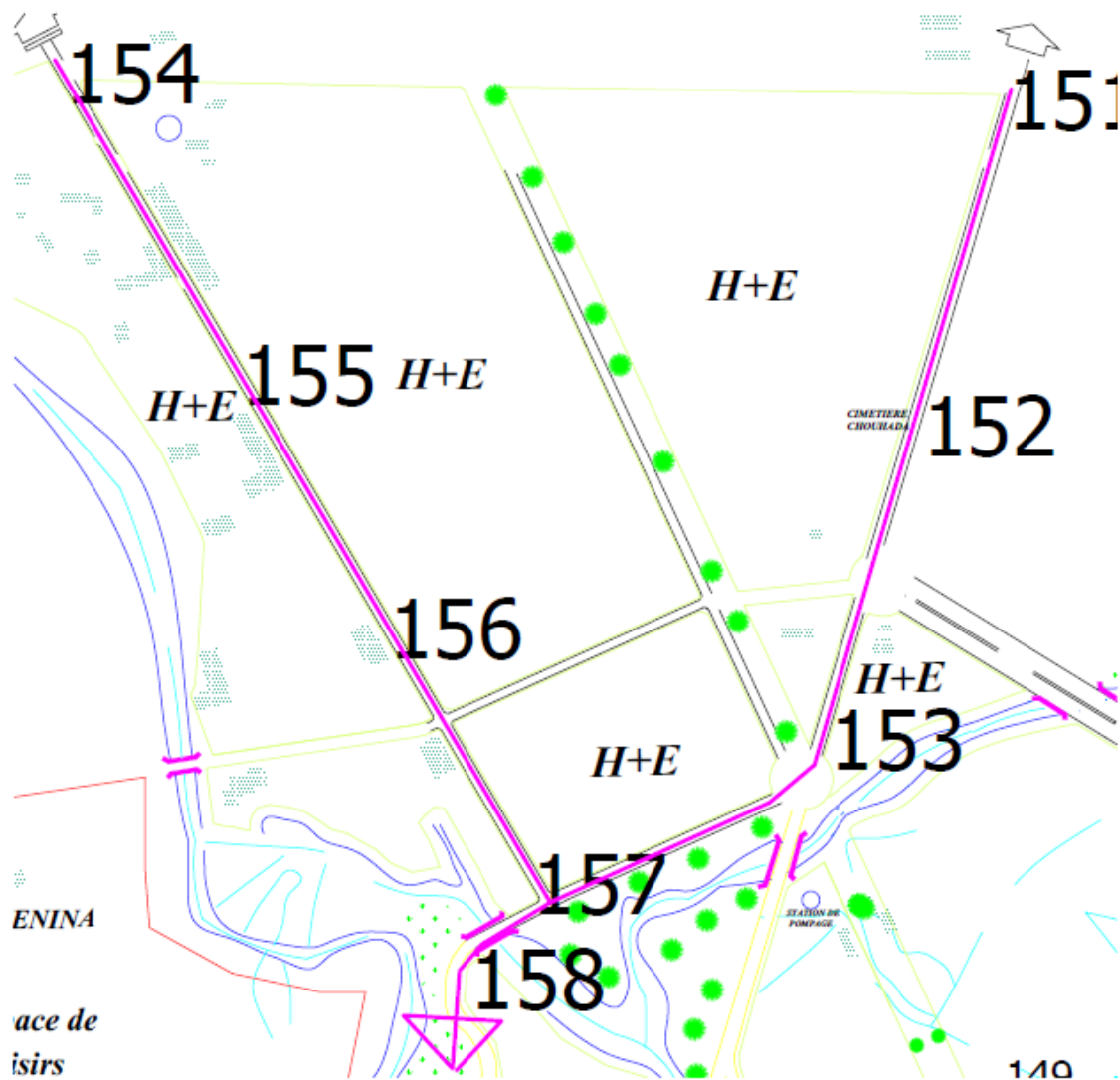


Figure III.10 : Zone 09« eaux usées »

10. calcul le débit de pointe de la zone J :

Le réseau A est représenté dans la fig.III.11 qui suit :

La longueur total du réseau du BV.A (zone J) est : $LT = \sum Li =$

Nombre d'habitation : 17161 hab.

Le débit spécifique $q_c = 0,0057$ L/s

Le calcul des débits des eaux usées des tronçons de la zone J est représenté dans le tableau suivant

Tableau III.13 : calcul des débits et répartition sur les tronçons de la zone J

Tronçon	Ltr	Qmr	Qme	Qms	p	Qpe	Qpf(l/s)	Qpf (m3/s)
						Qps		
159--160	285,75	1,648	0,000	1,648	0,000	0,000	2,840	0,003
					3,448	5,680		
160--161	294,1	1,696	1,648	3,343	3,448	5,680	7,633	0,008
					2,867	9,586		
161--162	243,84	1,406	3,343	4,749	2,867	9,586	11,079	0,011
					2,647	12,572		
162--180	141,348	0,815	4,749	5,564	2,647	12,572	13,408	0,013
					2,560	14,244		
163--164	204,44	1,179	5,564	6,743	2,560	14,244	15,425	0,015
					2,463	16,607		
164--165	276,24	1,593	6,743	8,336	2,463	16,607	18,164	0,018
					2,366	19,722		
165--166	251,01	1,447	8,336	9,783	2,366	19,722	21,108	0,021
					2,299	22,495		
166--167	254,05	1,465	9,783	11,248	2,299	22,495	23,876	0,024
					2,245	25,257		
167--168	253,75	1,463	11,248	12,711	2,245	25,257	26,619	0,027
					2,201	27,980		
168--169	288,83	1,665	12,711	14,377	2,201	27,980	29,512	0,030
					2,159	31,044		
169--170	272,288	1,570	14,377	15,947	2,159	31,044	32,474	0,032
					2,126	33,904		
170--180	281,35	1,622	15,947	17,569	2,126	33,904	35,368	0,035
					2,096	36,832		
180--184	263,81	1,521	17,569	19,090	2,096	36,832	38,195	0,038
					2,072	39,558		
181--182	282,01	1,626	19,090	20,716	2,072	39,558	41,006	0,041
					2,049	42,453		

Chapitre III : EVALUATION DES DEBITS ET DIMENSIONNEMENT DE RESEAU D'ASSAINISSEMENT

182--183	206,26	1,189	20,716	21,906	2,049	42,453	43,506	0,044
					2,034	44,559		
183--184	168,34	0,971	21,906	22,876	2,034	44,559	45,415	0,045
					2,023	46,272		
184--185	166,23	0,958	22,876	23,835	2,023	46,272	47,114	0,047
					2,012	47,957		

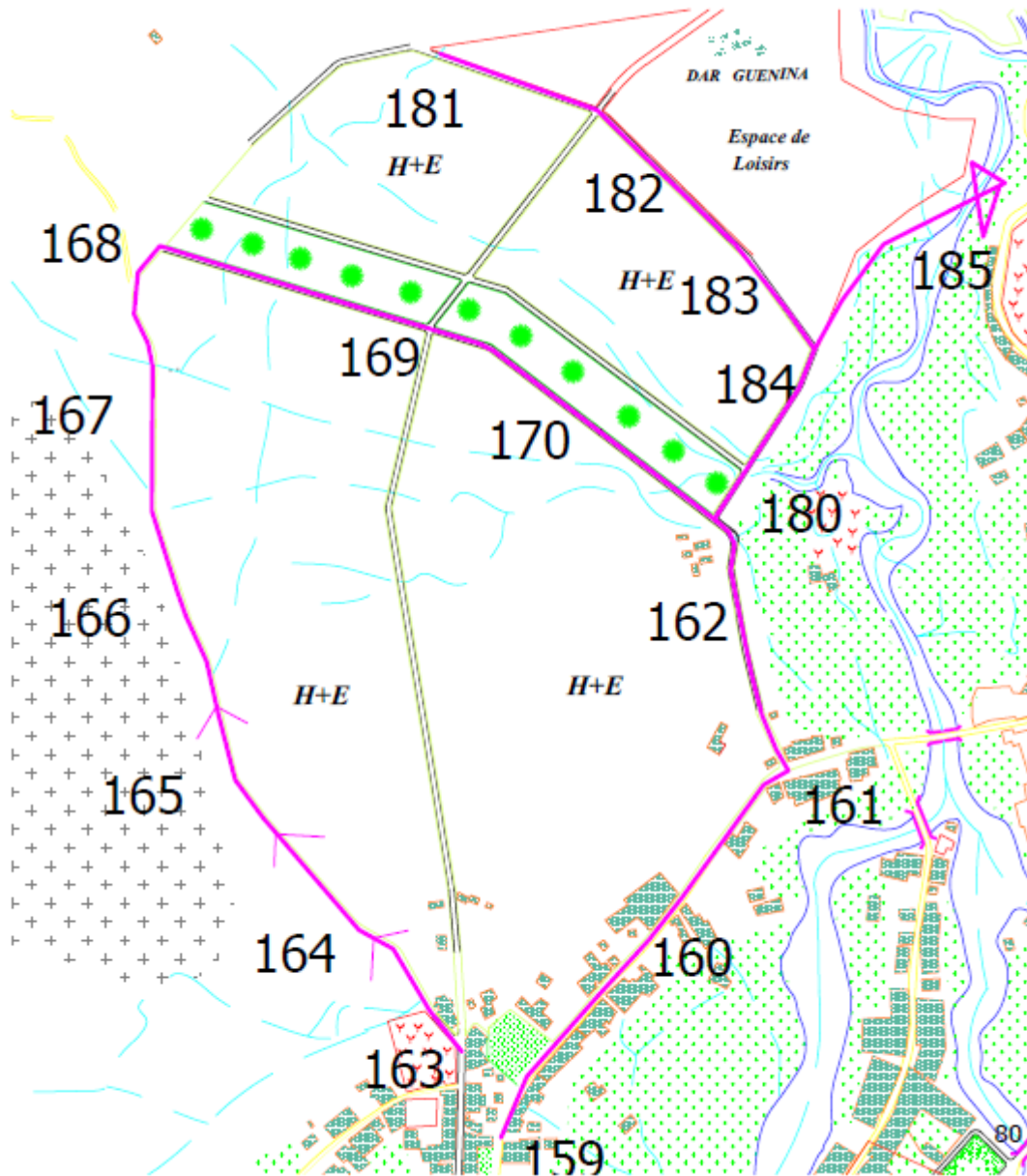


Figure III.11 : Zone 10« «eaux usées »

Remarque :

Les mêmes réseaux et les mêmes numérotations seront gardés lors du dimensionnement finale (avec les eaux pluviales)

II.2. Evaluation des débits d'eaux pluviales :

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 [16].

III.2.1. Evaluation du débit d'eau pluviale :

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

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

On peut citer deux méthodes essentielles les plus utilisées :

- ❖ Méthode superficielle.
- ❖ Méthode rationnelle [04].

III.2.1.1. 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[2].

Cette méthode appelée aussi méthode superficielle ne s'applique qu'au milieu urbain. La formule est exprimée comme suit :

$$Q = k^{1/u} \cdot I^{v/u} \cdot C^{1/u} \cdot A^{w/u} \dots\dots\dots (III.4)$$

Avec :

Qbrute: Débit de brute en m³/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 :

$$K=0.5^b.(a/6.6)$$

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

$$V=-0.41b$$

$$W=0.95+0.507b$$

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 :

$$m = \left(\frac{M}{2}\right)^u \dots\dots\dots \text{(III.5)}$$

$$u = \frac{0.84b}{1+0.287b} \dots\dots\dots \text{(III.6)}$$

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 :

$$M = \frac{L}{\sqrt{A}} \geq 0.8 \text{ Et } M \neq 2 \dots\dots\dots \text{(III.7)}$$

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

$$Qp = m \cdot Qbrute \dots\dots\dots \text{(III.8)}$$

Limites de la méthode superficielle [18]:

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.2.1.2. 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 a 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 à été généraliser, elle est connue aussi par la méthode de LLOYD

DAVIS*, c'est une méthode qui à fait et fait ses preuves surtout pour les bassins urbains a faible surface (≤ 10 ha) [16]

Le ruissellement maximal imputable à une pluie d'intensité uniforme, I, tombant sur l'ensemble du bassin et d'une durée Tn supérieure ou égale au temps de concentration Tc du bassin est calculé à l'aide de l'équation suivante [03] :

$$Q_p = K \cdot C \cdot i \cdot A \dots\dots\dots (III.9)$$

Avec :

$$C \cdot A = \sum C_i \cdot A_i \dots\dots\dots (III.10)$$

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 [03] :

- ✓ 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 [03].

b Le coefficient de ruissellement :

Le coefficient de ruissellement augmente avec l'accroissement de la population car on aura une augmentation de la surface couverte par rapport à celle qu'est perméable. Ce qui donne

un ruissellement important [04] (Tableau III.15), de même il peut être évalué en fonction de la catégorie d'urbanisation (Tableau III.16) ou en fonction de la zone d'influence (Tableau III.17).

Tableau III.14: Coefficient de ruissellement en fonction de la densité de population [17] :

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. 15: Coefficients de ruissellement en fonction de la catégorie d'urbanisation [17]:

Catégorie d'urbanisation	Cr
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.16: Coefficient de ruissellement en fonction de la zone d'influence [17] :

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

Dans notre projet nous avons utilisé le coefficient de ruissellement en fonction de la catégorie d'urbanisation et en fonction de la zone d'influence.

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 [02].

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 [03]:

$$i = a \cdot t^b \dots\dots\dots \text{(III.12)}$$

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 [03] :

Le temps d'entrée (temps de concentration), Tc, 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 [02] :

$$t_c = 0,0195 \cdot L^{0,77} \cdot I^{-0,385} \dots\dots\dots \text{(III.13)}$$

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 [17] :

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 serra calculée comme étant le rapport entre la différence des cotes amont et aval sur la longueur de ce parcours :

$$I = \frac{C_{\text{amont}} - C_{\text{aval}}}{L} \dots\dots\dots \text{(III.14)}$$

Avec :

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

C_{aval} : Côte aval du parcours (m)

L : La longueur de parcours (m)

III.3.1 Découpage de l'aire d'étude en sous bassins :

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

- La nature des sols ;
- La densité des habitations ;
- Les courbes de niveau ;
- Les routes et voiries existantes ;
- Les pentes et les contres pentes ;
- Les limites naturelles (oueds, talwegs,...etc.)[04].

III.3.2 Limites de la méthode rationnelle [03]:

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.3.3 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 [06] :

Tableau III. 17: Détermination des paramètres équivalents d'assemblage des bassins versants [04] :

Paramètres équivalents	A_{eq}	C_{eq}	I_{eq}	M_{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	$\sum A_j$	$\frac{\sum C_j A_j}{\sum A_j}$	$\frac{\sum I_j \cdot Q_{pj}}{\sum Q_{pj}}$	$\frac{L(Q_{pj} \max)}{\sqrt{\sum A_j}}$

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 [18]

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 [18].

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.

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

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

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.

Donc, il est déconseillé de dépasser des vitesses de l'ordre de (4à5) m/s à pleine section [03]

III.4.3. Tracé du réseau d'assainissement [03] :

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 [03].

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 [04] :

✚ 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).

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

$$Q = V \cdot S \dots\dots\dots (III.15)$$

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 :

$$V = C \sqrt{R_h \cdot I} \dots\dots\dots (III.16)$$

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 :

$$D = \left[\frac{n \cdot Q}{k \cdot \sqrt{I}} \right]^{3/8} \dots\dots\dots \text{(III.17)}$$

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 m³/s.

Le procédé de calcul se fait comme suit [21] :

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

$$Q_{ps} = \frac{0,03117}{0,013} \cdot D^{8/3} \cdot \sqrt{I\%} \dots\dots\dots \text{(III.18)}$$

Avec :

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

D : diamètre normalisé (m)

I : la pente en (%)

✚ La vitesse à pleine section :

$$V_{ps} = \frac{4 \cdot Q_{ps}}{\pi \cdot D^2} \dots\dots\dots \text{(III.19)}$$

Avec :

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

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

D : diamètre normalisé (m)

✚ Avec la pente et le débit on tire de l'abaque (1ère annexe) le diamètre normalisé, le débit à pleine section et la vitesse à pleine section, Ensuite on calcule les rapports [19] :

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

III.5 Dimensionnement du réseau d'assainissement:

III.5.1 Evaluation du débit pluvial pour chaque zone

Le calcul des débits des débits d'eaux pluviales s'est fait par le biais du tableur Excel.

La méthode que nous utilisée pour la détermination des débits pluviales est la méthode rationnelle.

L'intensité $i = 4.Tc^{-0,5}$ avec Tc = temps de concentration du bassin versant.

Les résultats des calculs de débits pluviaux des réseaux se trouvent dans les tableaux ci-dessous :

Tableau III.18 : Evaluation du débit pluvial pour la zone A

Tronçon	Surface (ha)	h amont	h aval	Ltr	Long hyd	DH(m)	I bv(m/m)	I tr(m/m)	Cr	Tc(min)	Qpluvial	Qeu (m3/s)
1--2	6,65	142,1	140	244,8	319,62	2,08	0,0065	0,003	0,65	11,49	0,852	0,002
3--2	7,11	146,1	140	252,7	507,8	6,1	0,0120	0,0241	0,65	12,96	0,858	0,002
2--4	2,84	140	137,5	208,7	285,24	2,5	0,0088	0,012	0,65	9,39	2,353	0,005
5--6	6,91	145,5	141,3	211,7	280,48	4,2	0,0150	0,0198	0,65	7,54	1,093	0,002
6--7	3,01	143,3	141,2	126,7	239,09	2,1	0,0088	0,0166	0,65	8,19	1,505	0,005
7--8	0,65	141,2	140	290,4	243,5	1,2	0,0049	0,0041	0,65	10,37	1,425	0,007
10--11	1,65	144,7	143,2	184,8	448,33	1,5	0,0033	0,0081	0,65	19,27	0,163	0,002
7--11	1,00	143,8	143,2	140,3	140,64	0,6	0,0043	0,0055	0,65	7,19	0,162	0,001
11--9	6,25	143,2	142,4	261,7	321,4	0,8	0,0025	0,003	0,65	22,55	0,814	0,007
9--13	3,36	142,4	138	200,9	308,28	4,4	0,0143	0,01	0,65	25,05	1,064	0,009

Chapitre III : EVALUATION DES DEBITS ET DIMENSIONNEMENT DE RESEAU D'ASSAINISSEMENT

12--13	4,06	142	138	239,3	345,08	4	0,0116	0,01	0,65	0,57	2,329	0,002
13--14	1,41	138	137,5	96,38	195,27	0,5	0,0026	0,0052	0,65	11,26	2,294	0,013
14--15	2,52	137,5	137	162,9	221,82	0,5	0,0023	0,0031	0,65	13,05	5,700	0,021
15--16	5,55	137	134,2	292,2	345,9	2,8	0,0081	0,005	0,65	14,01	6,145	0,023
17--16	3,80	140	134,2	221,3	402,8	5,8	0,0144	0,0262	0,65	10,12	0,519	0,002
16--18	2,10	134,2	131,8	197,2	250,8	2,4	0,0096	0,006	0,65	15,06	6,586	0,027
19--18	6,45	141,3	131,8	219,9	534,11	9,5	0,0178	0,005	0,65	11,59	0,823	0,002
18--20	2,21	131,8	130,8	117,9	185,03	1	0,0054	0,006	0,65	16,82	6,447	0,031
20--21	2,86	130,8	125	273,7	376,72	5,8	0,0154	0,005	0,65	9,36	9,988	0,032

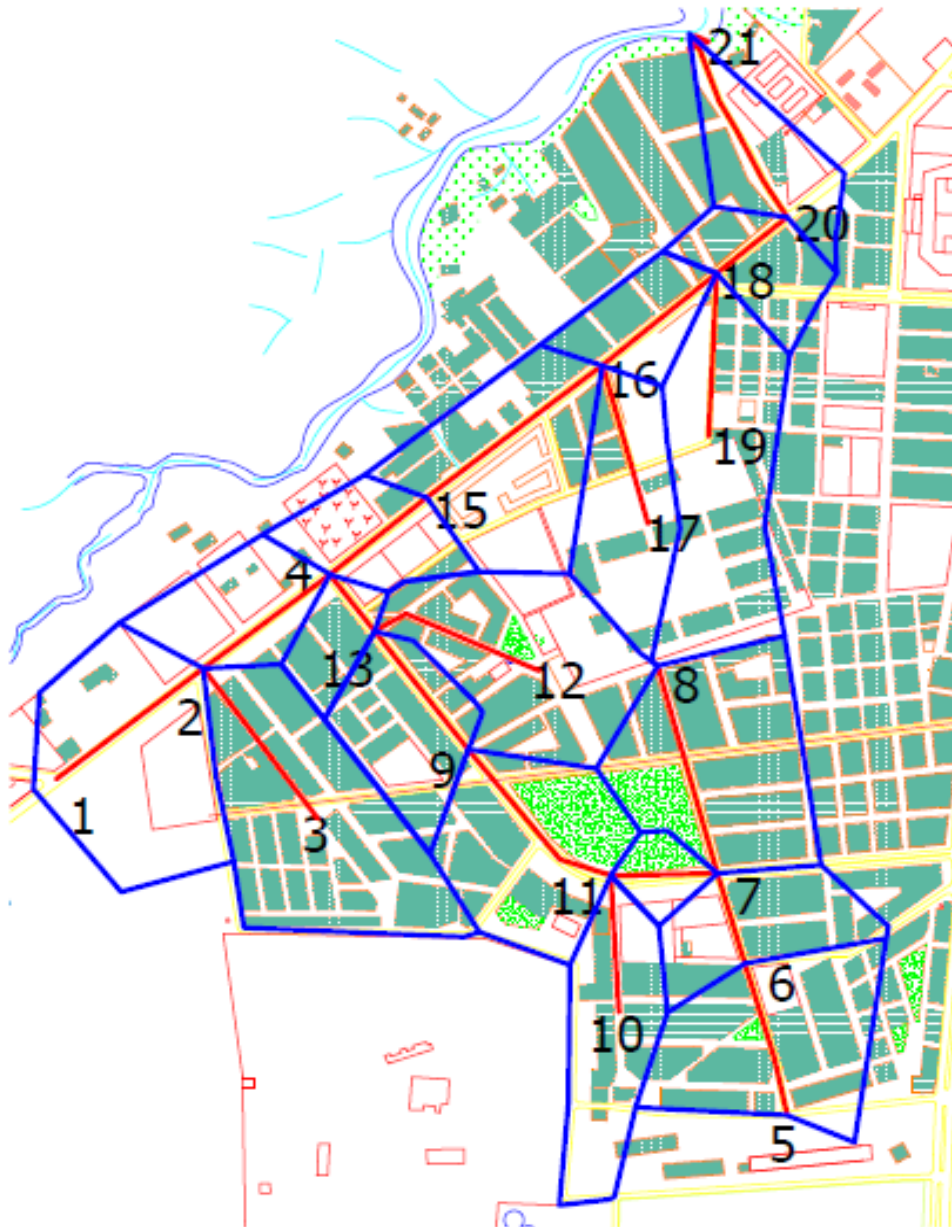


Figure III.12 : Zone 01 eaux pluviales

Tableau III.19: données caractérisant le réseau B :

Tronçon	Surface (ha)	h amont	h aval	Ltr	Long hyd	DH(m)	I bv(m/m)	I tr(m/m)	Cr	Tc(min)	Qpluvial	Qeu (m3/s)
22--23	3,33	142	138,7	274,2	463,35	3,3	0,0071	0,012	0,6	14,775	0,348	0,012
23--28	0,47	138,7	137,3	93,07	92,51	1,4	0,0151	0,003	0,6	16,674	0,373	0,027
24--25	2,55	142,2	142	133,46	223,63	0,2	0,0009	0,01	0,6	18,743	0,236	0,007

Chapitre III : EVALUATION DES DEBITS ET DIMENSIONNEMENT DE RESEAU D'ASSAINISSEMENT

25--26	0,19	142	141,1	108,47	176,82	0,95	0,0054	0,009	0,6	19,870	0,246	0,017
26-27	3,61	141,1	139	227,39	268,7	2,05	0,0076	0,009	0,6	9,458	0,827	0,029
27--28	2,37	139	137,3	289,74	350,07	1,7	0,0049	0,006	0,6	13,798	0,940	0,047
29--30	1,84	144,3	141,5	159,07	247,1	2,8	0,0113	0,018	0,6	7,615	0,267	0,008
30--31	1,63	141,5	137,5	186,34	207	4	0,0193	0,021	0,6	8,672	0,472	0,022
31--28	0,64	137,8	137,5	102,15	102,4	0,3	0,0029	0,003	0,6	9,651	0,529	0,032
28--32	2,95	137,3	132,3	228,26	227,58	5	0,022	0,015	0,6	20,955	1,714	0,068
32--32	2,35	132,2	128,4	160,52	248,19	3,8	0,0153	0,01	0,6	6,804	3,369	0,080
32--50	1,22	128,4	126,7	152,34	231,5	1,7	0,0073	0,01	0,6	8,558	3,171	0,090
33--34	5,61	170,3	164,3	290,78	376,44	6	0,0159	0,021	0,6	9,234	0,740	0,012
34--35	6,63	164,3	160,3	245,1	405,36	4	0,0099	0,016	0,6	11,757	1,431	0,033
35--36	3,82	160,3	153	214,34	214,21	7,33	0,0342	0,014	0,6	12,837	1,796	0,049
36--39	2,59	153	146	213,16	278,51	6,97	0,025	0,014	0,6	13,801	2,011	0,063
37--38	9,09	156,1	151,6	269,42	363,35	4,52	0,0124	0,01	0,6	9,885	1,158	0,012
38--39	9,14	151,6	146	291,2	441,7	5,62	0,0127	0,015	0,65	15,261	2,026	0,033
39--39	0,57	146	142	283,75	364,9	4	0,011	0,008	0,65	12,641	4,572	0,115
39--45	3,55	142,9	138	263,97	365,57	4,9	0,0134	0,006	0,65	16,496	4,382	0,132
40--41	2,96	154,1	150,4	250,26	288,4	3,61	0,0125	0,014	0,65	8,254	0,448	0,011
41--42	3,20	150,4	146	275,36	320,33	4,44	0,0139	0,016	0,65	19,322	0,609	0,031
42--43	2,39	146	143	283,21	300,86	3	0,01	0,011	0,65	20,807	0,814	0,050
43--44	2,01	143	142	251,27	293,3	1	0,0034	0,004	0,65	22,485	0,967	0,068
44--45	1,26	142	140,7	237,3	151,06	1,26	0,0083	0,005	0,65	24,548	1,036	0,084
45--45	4,95	140,7	140,2	280,6	278,78	0,54	0,0019	0,005	0,65	26,250	4,894	0,228
45--46	2,08	140,2	140	174,71	195	0,18	0,0009	0,005	0,65	27,631	4,942	0,242
46--48	1,96	140	137,3	186,02	211,68	2,72	0,0128	0,005	0,65	28,482	5,028	0,253
48--49	4,45	137,3	130,8	230,94	250,5	6,5	0,0259	0,005	0,65	29,372	5,308	0,266
49--50	4,11	130,8	126,7	251,6	308,8	4,1	0,0133	0,005	0,7	30,487	5,959	0,280
50--51	0,30	126,7	124,4	109,4	185,5	2,3	0,0124	0,005	0,7	31,680	7,793	0,373
51--54	3,94	124,4	120,2	233,8	293,7	4,2	0,0143	0,005	0,7	32,164	0,325	0,383
52--53	2,28	124,1	121,6	275,65	284,25	2,55	0,009	0,009	0,7	9,280	0,349	0,012
53--54	0,72	121,6	120,2	123,01	124,52	1,35	0,0108	0,003	0,7	37,412	0,229	0,028
54--78	2,91	120,2	116,8	151,28	221,3	3,4	0,0154	0,005	0,7	38,964	7,765	0,419
48--69	6,73	136,5	134	183	180,09	2,5	0,0139	0,014	0,7	5,520	1,340	0,008
69--70	1,56	133,1	131,5	183	180,09	1,6	0,0089	0,009	0,7	40,517	0,609	0,024
70--71	2,38	131,5	128,5	184,6	184,6	3	0,0163	0,016	0,7	41,749	0,772	0,036

Chapitre III : EVALUATION DES DEBITS ET DIMENSIONNEMENT DE RESEAU D'ASSAINISSEMENT

71--72	4,06	128,5	125,5	231,37	322,2	3	0,0093	0,013	0,7	42,668	1,055	0,050
72--76	1,23	125,5	123,9	189,9	184,9	1,6	0,0087	0,008	0,7	43,827	1,128	0,064
73--74	7,50	133,5	124,5	272,61	450,6	9	0,02	0,018	0,7	9,723	1,125	0,012
74--75	2,85	124,5	124,1	199	231,54	0,4	0,0017	0,003	0,7	46,184	0,712	0,030
75--76	1,26	124,1	123,9	107,5	161,9	0,2	0,0012	0,003	0,7	48,117	0,783	0,041
76--77	0,25	123,9	122,5	82,84	80,8	1,4	0,0173	0,003	0,7	49,109	1,857	0,110
77--78	1,62	122,5	116,8	233,24	232,5	5,7	0,0245	0,01	0,7	49,750	1,952	0,120
78--79	1,06	116,8	114,5	128,33	122,84	2,3	0,0187	0,005	0,7	50,823	8,799	0,131
79--80	2,54	114,5	110	229,08	276,53	4,5	0,0163	0,005	0,7	51,385	8,917	0,142

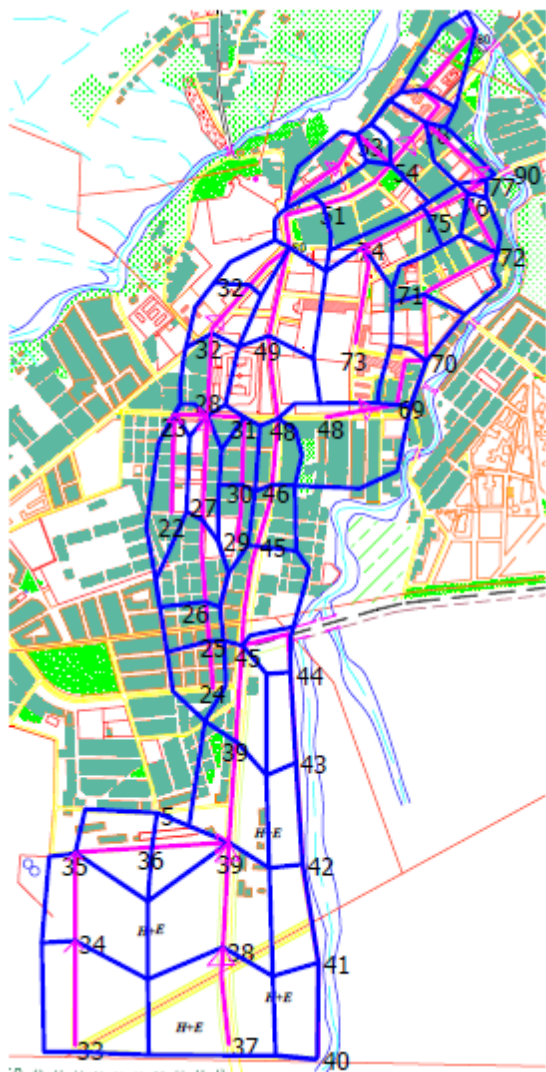


Figure III.13 : Zone 02 eaux pluviales

Tableau III.20: Evaluation du débit pluvial pour la zone C:

Tronçon	Surface (ha)	h amont	h aval	Ltr	Long hyd	DH(m)	I bv(m/m)	I tr(m/m)	Cr	Tc(min)	Qpluvial	Qeu (m3/s)
55--56	5,874	146	141	235,1	345,32	5	0,014	0,0213	0,5	8,97	0,66	0,00
56--57	5,224	141	137,2	268,44	333,62	3,8	0,011	0,0142	0,5	10,11	1,17	0,01
57--66	3,056	137,2	129,5	257,4	257,40	7,7	0,03	0,01	0,5	10,87	1,43	0,01
58--61	8,891	142	138	265,92	257,40	4	0,016	0,015	0,5	6,96	1,13	0,00

Chapitre III : EVALUATION DES DEBITS ET DIMENSIONNEMENT DE RESEAU D'ASSAINISSEMENT

59--60	3,753	143	140	188,85	469,65	3	0,006	0,0159	0,5	15,57	0,32	0,00
60--61	4,086	140	138	187,56	312,04	2	0,006	0,0107	0,5	16,78	0,64	0,00
61--62	5,843	138	136	208,06	326,38	2	0,006	0,0096	0,5	16,78	1,84	0,01
62--66	2,83	136	129,5	212,66	316,27	6,5	0,021	0,01	0,5	13,01	2,35	0,01
63--64	2,092	139	134,2	171,75	290,18	4,8	0,017	0,0279	0,5	7,45	0,26	0,00
64--65	3,764	134,2	130	287,75	235,62	4,2	0,018	0,0146	0,5	11,83	0,57	0,01
65--66	0,218	130	129,5	33,88	269,95	0,5	0,002	0,0148	0,5	16,37	0,50	0,01
66--67	1,522	129,5	129,2	120,04	182,80	0,3	0,002	0,008	0,5	16,57	3,87	0,03
67--68	0,999	129,2	127,5	161,9	161,92	1,7	0,01	0,008	0,5	12,90	4,48	0,03

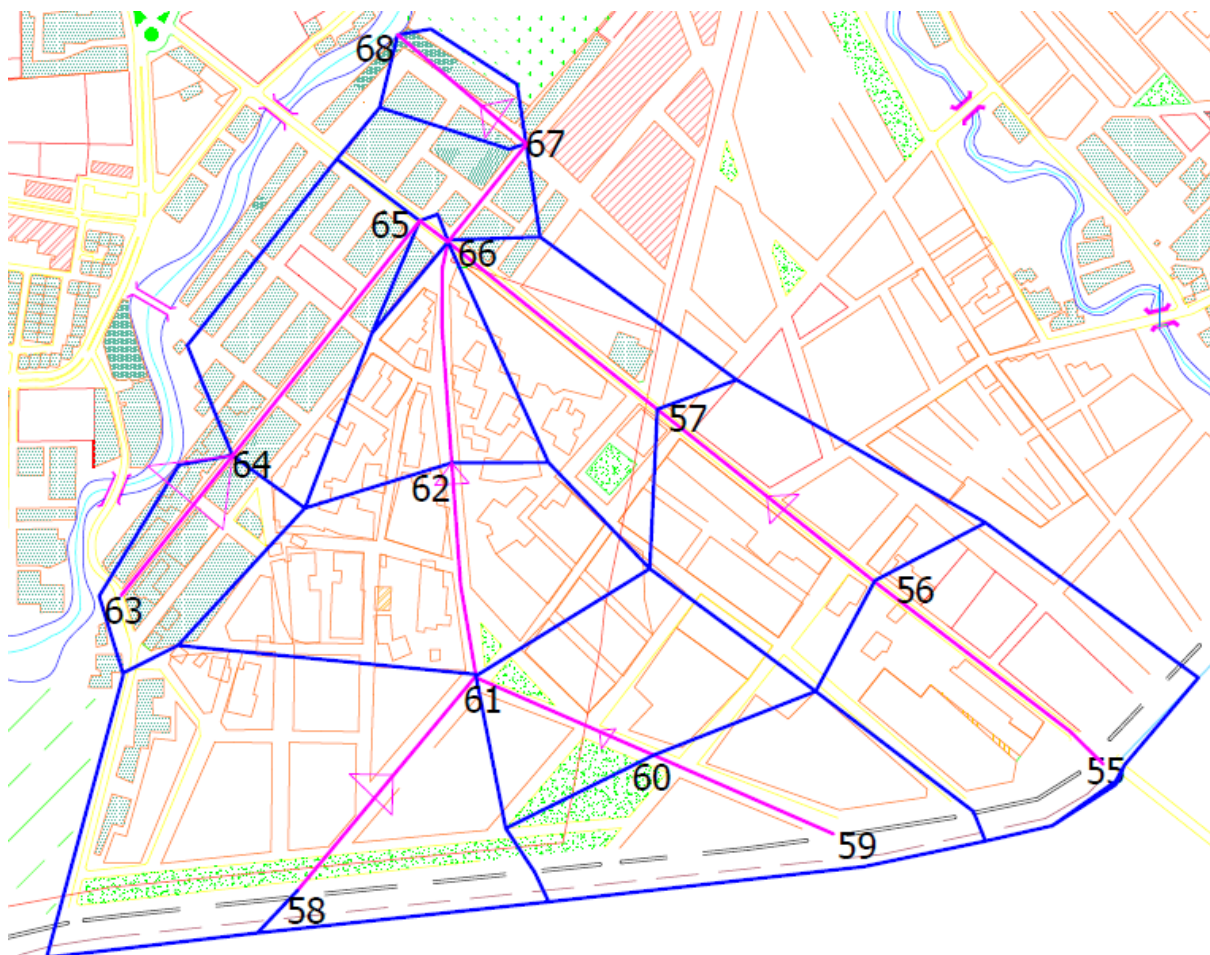


Figure III.14 : Zone 03 eaux pluviales

Tableau III.21 : Evaluation du débit pluvial pour la zone D :

tronçon	Surface (ha)	h amont	h aval	Ltr	Long hyd	DH(m)	I bv(m/m)	I tr(m/m)	Cr	Tc (min)	Qpluvial	Qeu (m3/s)
81--81	4,6649	141,3	140,5	148,32	365	0,8	0,002	0,00539	0,5	19,353	0,354	0,0063
81--85	3,5205	140,5	137,8	255,53	336,2	2,7	0,008	0,01057	0,5	20,761	0,6	0,0204
82--85	3,6534	141,8	137,8	275,58	556,9	4	0,007	0,01451	0,5	16,966	0,296	0,0103
83--84	2,892	141	140,5	250,11	273,2	0,5	0,002	0,01	0,5	16,596	0,237	0,0095

Chapitre III : EVALUATION DES DEBITS ET DIMENSIONNEMENT DE RESEAU D'ASSAINISSEMENT

84--85	0,4123	140,5	137,8	218,53	268,9	2,7	0,01	0,01236	0,5	18,621	0,256	0,0255
85--86	9,1277	135,8	131,9	273,01	437,1	3,9	0,009	0,01	0,5	12,953	2,252	0,0624
86--87	0,5695	131,9	126,5	221,21	211,1	5,4	0,026	0,01	0,5	14,265	2,197	0,0409
87--88	1,4848	126,5	120	246,06	341,3	6,5	0,019	0,01	0,5	7,9959	3,109	0,0884
88--89	1,4404	120	113	219,9	298,4	7	0,023	0,01	0,5	9,0527	3,082	0,1009

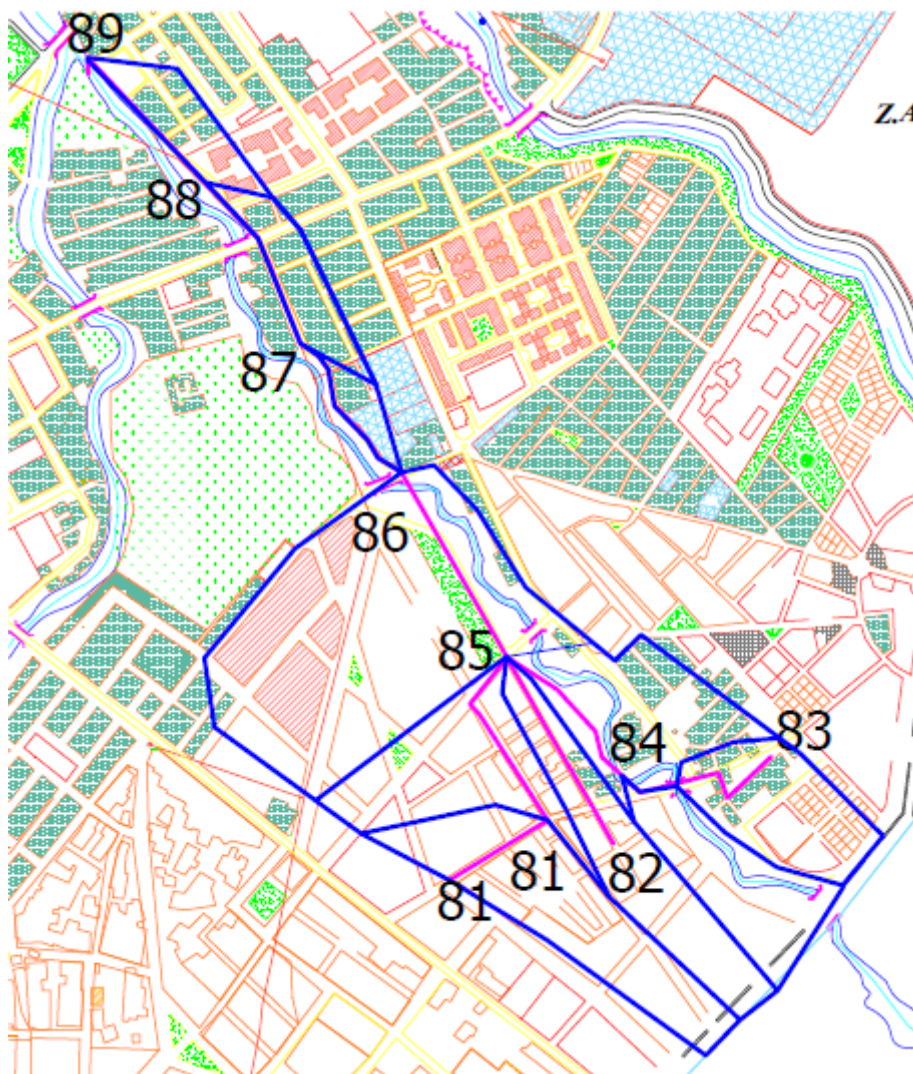


Figure III.15 : Zone 04 eaux pluviales

Tableau III.22: Evaluation du débit pluvial pour la zone E :

Tronçon	Surface (ha)	h amont	h aval	Ltr	Long hyd	DH(m)	I bv(m/m)	I tr(m/m)	Cr	Tc (min)	Qpluvial	Qeu (m3/s)
93--94	7,59	142	138,5	288,4	396,69	3,5	0,00882	0,0121	0,7	12,072	1,021	0,003
94--96	2,41	138,5	133,5	270,8	280,74	5	0,01781	0,01	0,7	13,607	1,267	0,007
95--96	2,80	137	133,5	234,3	233,18	3,5	0,01501	0,0149	0,7	6,535	0,512	0,002
96--97	3,17	133,5	129,2	200,7	219,25	4,3	0,01961	0,01	0,7	8,576	2,549	0,012
97--98	3,91	139,2	124,77	217	284,13	14,43	0,05079	0,009	0,7	6,520	3,639	0,014
99--100	5,50	145	137,3	205,8	250,4	7,7	0,03075	0,01	0,7	5,238	1,123	0,002

Chapitre III : EVALUATION DES DEBITS ET DIMENSIONNEMENT DE RESEAU D'ASSAINISSEMENT

100--102	2,80	137,32	133,2	191	236,48	4,12	0,01742	0,01	0,7	6,401	1,535	0,005
101-102	4,92	133,65	133,2	239,8	273,22	0,45	0,00165	0,003	0,7	17,287	0,553	0,002
102--103	4,26	133,2	128,1	210,5	224,4	5,1	0,02273	0,01	0,7	19,799	1,837	0,010
103--104	3,63	128,1	124,8	230	307,8	3,3	0,01072	0,008	0,7	20,880	2,161	0,012
104--98	1,75	124,8	124,5	205	233,18	0,3	0,00129	0,003	0,7	16,828	2,606	0,014
98--105	5,21	124,5	117,5	261,1	289,5	7	0,02418	0,006	0,7	18,103	5,269	0,028
105--106	5,18	117,5	105,3	243,6	327,91	12,2	0,03721	0,005	0,7	7,636	8,989	0,030
106--108	1,36	105,3	100	198,9	285,87	5,3	0,01854	0,005	0,7	19,180	5,818	0,032
107--108	5,73	102	100	136,3	324,07	2	0,00617	0,0147	0,7	11,856	0,778	0,001
108-dev	/	/	/	6	/	/	/	/	/	/	/	/

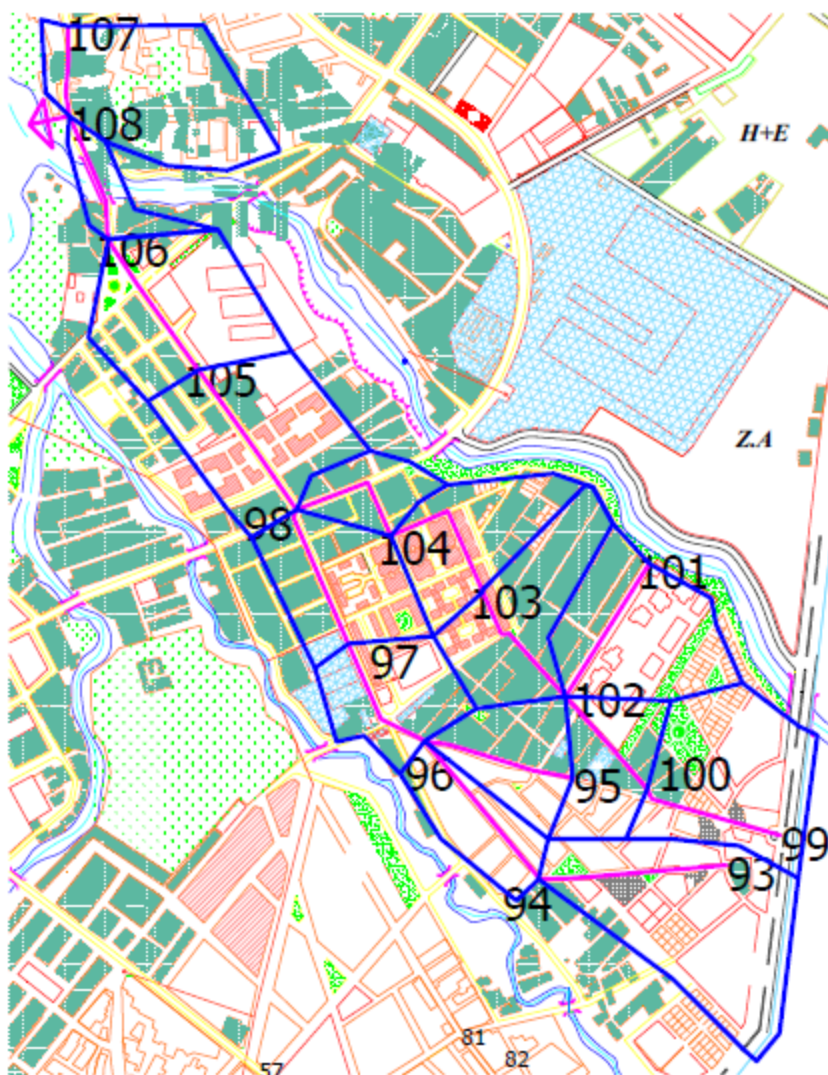


Figure III.16 : Zone 05 eaux pluviales

Tableau III.23: Evaluation du débit pluvial pour la zone F :

Tronçon	Surface (ha)	h amont	h aval	Ltr	Long hyd	DH(m)	l bv(m/m)	l tr(m/m)	Cr	Tc (min)	Qpluvial	Qeu (m3/s)
109--110	6,59	128	125,5	268,11	433,9	2,5	0,0058	0,009	0,55	15,241	0,620	0,002
110--111	2,34	125,5	122,9	132,9	310,6	2,6	0,0084	0,02	0,55	17,020	0,796	0,005
111--112	3,36	122,9	121,1	290,51	323,2	1,8	0,0056	0,006	0,55	12,307	1,288	0,008
112--113	6,24	121,1	117	231,5	373,7	4,1	0,011	0,01	0,55	14,219	1,806	0,010
113--114	4,40	117	113,2	280,7	310,4	3,8	0,0122	0,014	0,55	11,789	2,454	0,013
114--115	4,23	113,2	107,8	193,72	279,7	5,4	0,0193	0,01	0,55	9,991	3,157	0,015
115--116	2,43	107,8	103,2	187,6	218,1	4,6	0,0211	0,008	0,55	7,673	3,924	0,017
116--120	0,30	103,2	99,5	70,33	80,78	3,7	0,0458	0,007	0,55	6,277	4,383	0,018
117--118	5,28	117,3	113,3	257,7	285,2	4	0,014	0,016	0,55	7,834	0,693	0,002

118--119	3,46	113,3	108	246,93	234,4	5,3	0,0226	0,021	0,55	15,629	0,812	0,006
119--120	3,02	108	99,5	247,93	267,6	8,5	0,0318	0,01	0,55	6,752	1,663	0,008
120--121	5,15	99,5	91,02	222,23	282,2	8,48	0,03	0,008	0,55	11,115	5,157	0,026
121--158	2,08	91,02	82,26	248	352,7	8,76	0,0248	0,005	0,55	7,403	6,600	0,037

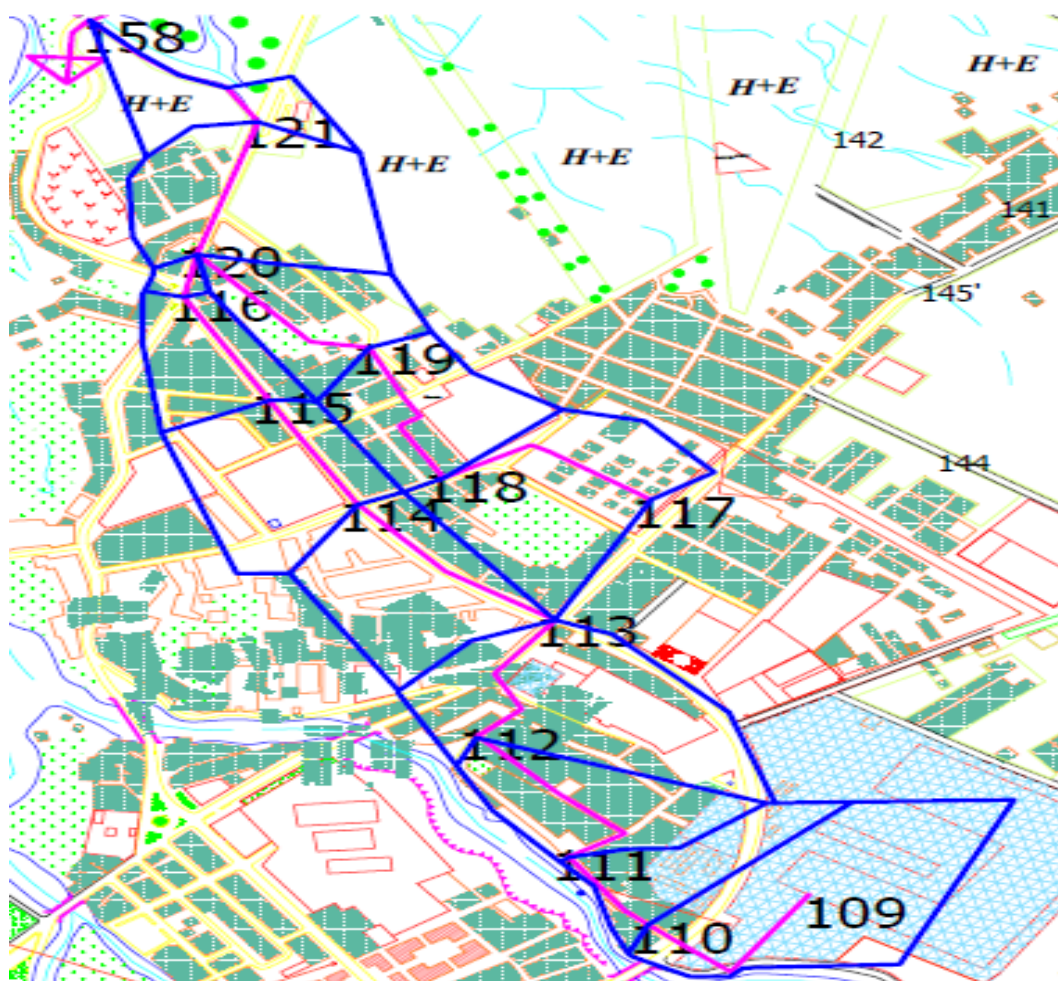


Figure III.17 : Zone 06 eaux pluviales

Tableau III.24: Evaluation du débit pluvial pour la zone G :

Tronçon	Surface (ha)	h amont	h aval	Ltr	Long hyd	DH(m)	I bv(m/m)	I tr(m/m)	Cr	Tc (min)	Qpluvial	Qeu (m3/s)
129--130	5,9509	141	135,87	294,1	313,7	5,15	0,016	0,018	0,5	7,93	0,706	0,003
130--131	9,6727	135,9	134,7	277,4	460,4	1,17	0,003	0,018	0,5	21,86	1,116	0,009
131--132	8,8841	134,7	133,48	284,5	419,8	1,22	0,003	0,010	0,5	23,13	1,702	0,013
132--143	3,1345	133,5	128,03	207,3	206,8	5,45	0,026	0,010	0,5	20,82	2,024	0,016
143--144	6,9306	128	122,75	220,3	330,6	5,28	0,016	0,008	0,5	8,35	3,997	0,019
144-145	4,4021	122,8	113,5	191,6	334,2	9,25	0,028	0,008	0,5	9,32	4,263	0,021
122-123	5,4742	121	118,5	170,4	339,7	2,5	0,007	0,015	0,5	11,49	0,539	0,002
123--123	1,1789	118,5	118	152,8	162	0,5	0,003	0,003	0,5	12,57	0,627	0,006
123--145	2,5433	118	113,5	165,2	205,6	4,5	0,022	0,010	0,5	24,66	0,619	0,008
145--145	6,1572	113,5	112,03	196,8	248	1,47	0,006	0,007	0,5	25,72	3,578	0,030
145--147	3,0783	112	109,78	190,5	336,5	2,25	0,007	0,007	0,5	11,83	5,574	0,043
146--147	7,4501	113,1	109,78	288,2	404,9	3,35	0,008	0,012	0,5	12,57	0,702	0,003
147--148	1,4998	109,8	108,03	155,5	142,5	1,75	0,012	0,007	0,5	14,27	5,867	0,048
141--142	7,6989	109,8	109,2	212,9	366,6	0,6	0,002	0,003	0,5	21,73	0,552	0,003
142--148	2,451	109,2	108,3	179	2237	0,9	4E-04	0,005	0,5	150,15	0,277	0,007
148--149	10,194	108,3	105,01	217,1	410,9	3,29	0,008	0,010	0,5	151,98	2,349	0,055
149--150	7,5821	105	94,03	298,6	351,6	10,98	0,031	0,005	0,5	13,86	8,459	0,058

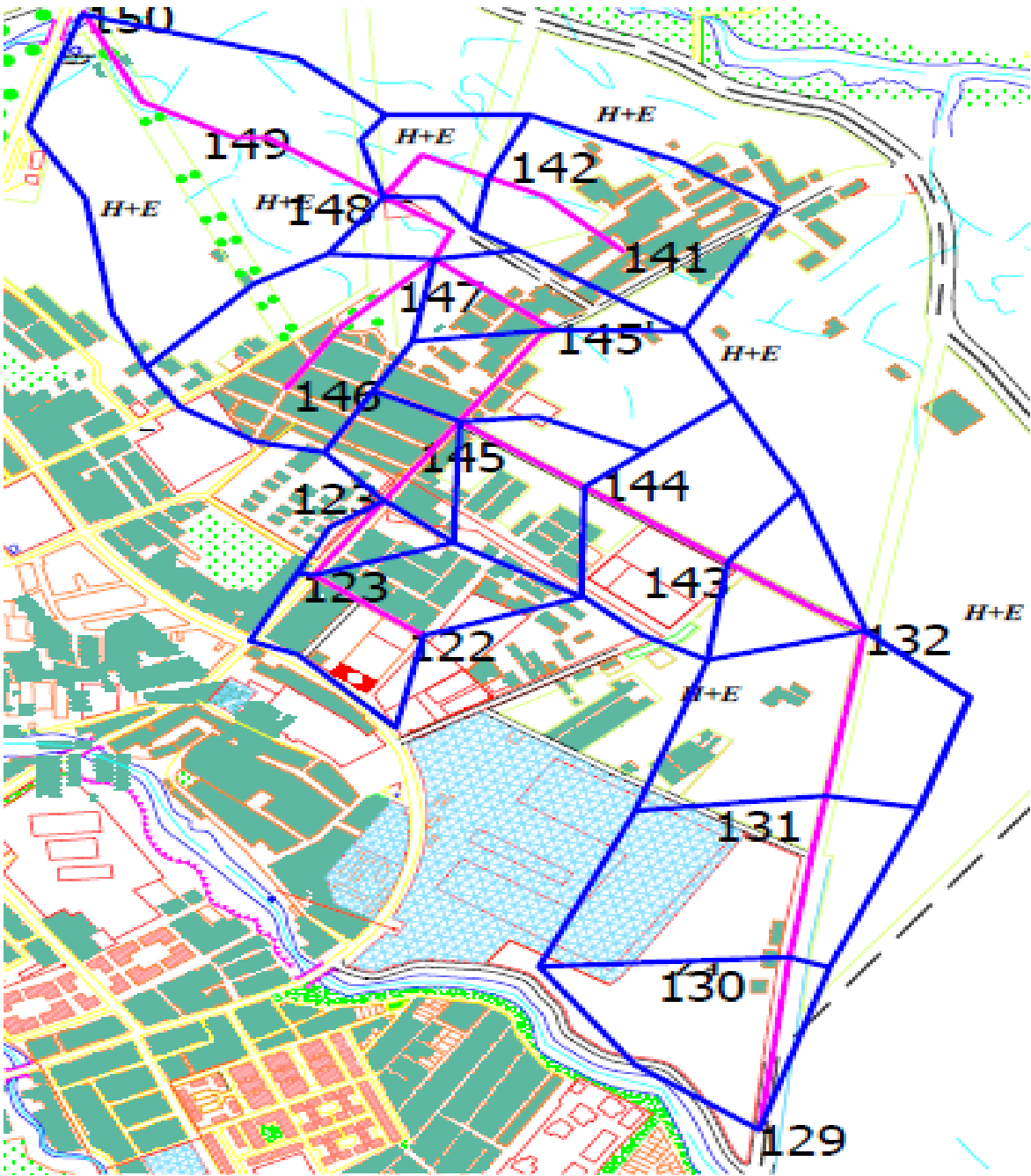


Figure III.18 : Zone 07 eaux pluviales

Tableau III.25: Evaluation du débit pluvial pour la zone H :

Tronçon	Surface (ha)	h amont	h aval	Ltr	Long hyd	DH(m)	I bv(m/m)	I tr(m/m)	Cr	Tc (min)	Qpluvial	Qeu (m3/s)
124--125	2,86	148,5	138,7	296,2	374,25	9,8	0,026	0,033	0,6	7,59	0,415	0,002
125--126	3,49	138,7	135,5	173,9	300,09	3,2	0,011	0,018	0,6	9,05	0,846	0,006
126--127	4,10	135,5	134,4	259,8	294,67	1,1	0,004	0,004	0,6	13,37	1,145	0,008
127--128	3,28	134,4	132,6	230,2	293,73	1,83	0,006	0,008	0,6	15,44	1,400	0,011
128--134	1,91	132,57	131,2	234,3	307,16	1,37	0,004	0,01	0,6	12,89	1,745	0,013
132''--133	6,20	133,48	132	214,9	399	1,45	0,004	0,007	0,6	17,06	0,601	0,002
133--134	5,55	132,03	131,2	250,8	338,91	0,83	0,002	0,01	0,6	18,67	2,539	0,005
134--135	7,00	132,03	128	277,6	328,44	4,03	0,012	0,015	0,6	18,64	1,165	0,019
135--136	1,63	128	119,4	169	192	8,64	0,045	0,01	0,6	20,05	1,269	0,021
136--137	3,02	119,36	115,3	244,9	254,04	4,05	0,016	0,01	0,6	20,93	3,418	0,023
137--138	3,89	115,31	110,5	261,4	278,95	4,86	0,017	0,005	0,6	7,88	6,127	0,025
138--139	5,67	105,87	96,3	248,1	292,29	9,57	0,033	0,005	0,6	8,15	6,823	0,027
139--140	3,52	96,3	95,04	164,1	191,03	1,26	0,03	0,005	0,6	6,94	7,930	0,029

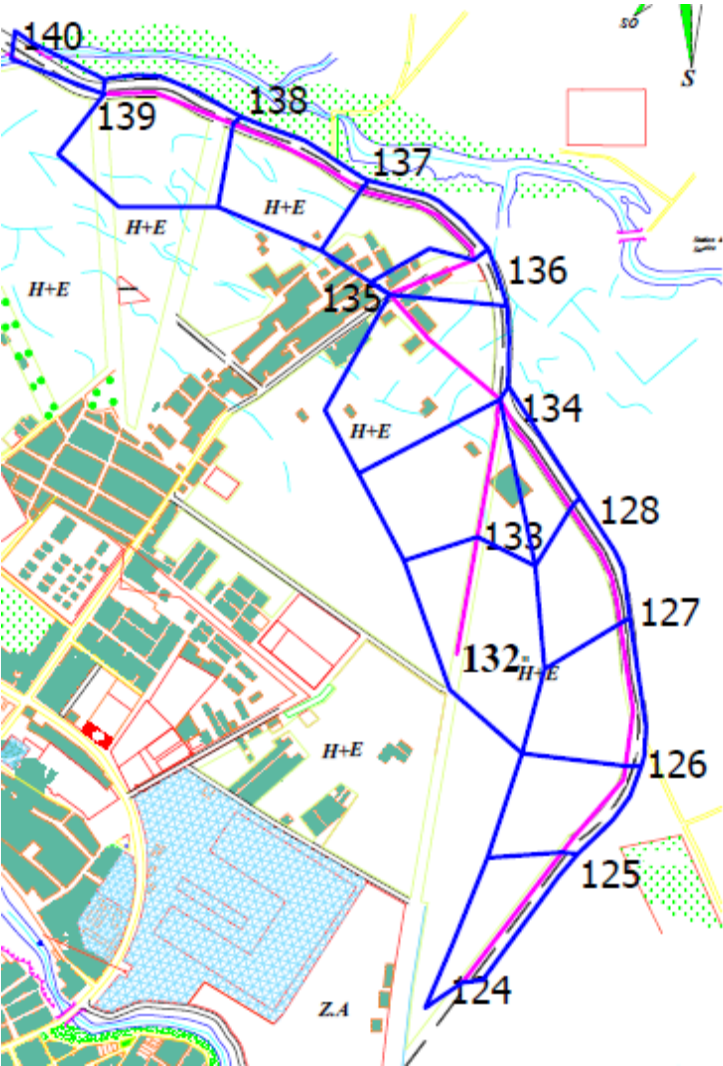


Figure III.19 : Zone 08 eaux pluviales

Tableau III.26: Evaluation du débit pluvial pour la zone I :

Tronçon	Surface (ha)	h amont	h aval	Ltr	Long hyd	DH(m)	l bv(m/m)	l tr(m/m)	Cr	Tc (min)	Qpluvial	Qeu (m3/s)
151--152	8,48	142	137	281,73	447	5	0,011	0,0177	0,6	12,08	0,977	0,001
152--153	6,78	137,1	135,3	266,45	433	1,8	0,004	0,0068	0,6	17,23	1,473	0,001
153--157	3,87	135,3	122	280,96	290	13,26	0,046	0,01	0,6	18,90	1,763	0,002
154--155	10,64	138,6	135,4	286,3	374	3,24	0,009	0,0113	0,6	11,63	1,251	0,001
155--156	8,02	135,4	126,3	251,67	327	9,11	0,028	0,01	0,6	14,35	1,974	0,002
156--157	4,79	126,3	122	269,83	322	4,21	0,013	0,009	0,6	8,84	3,161	0,003
157--158	/	/	/	6	/	/		0.009	/	/	/	/

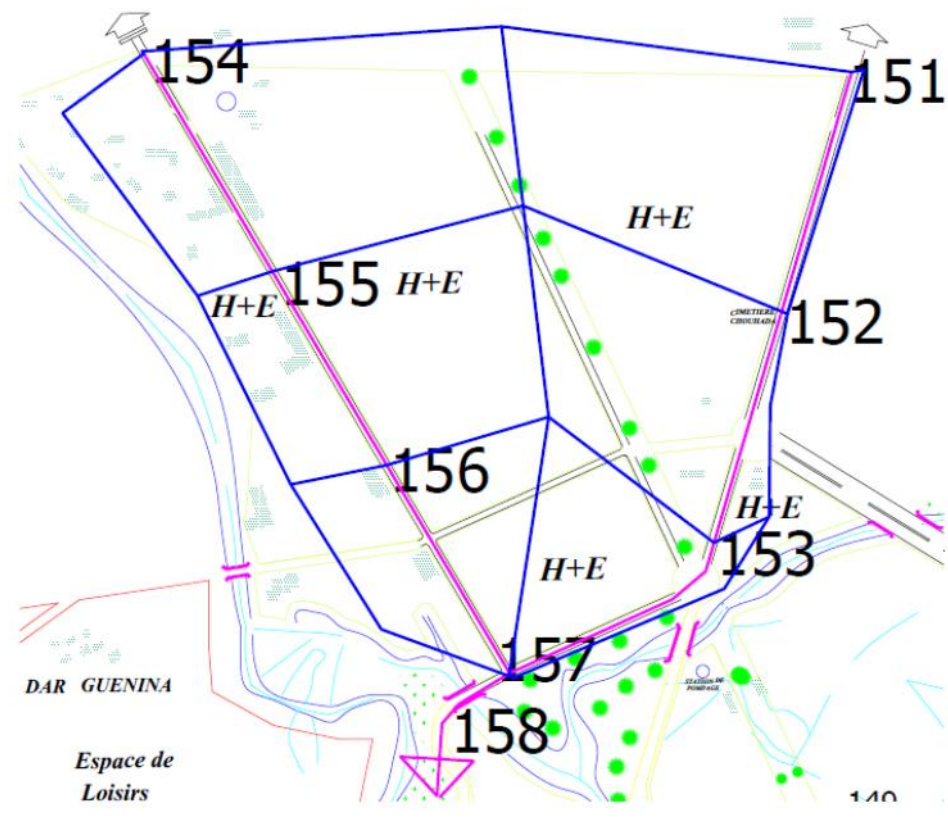


Figure III.20 : Zone 09 eaux pluviales

Tableau III.27: Evaluation du débit pluvial pour la zone J :

Tronçon	Surface (ha)	h amont	h aval	Ltr	Long hyd	DH(m)	I bv(m/m)	I tr(m/m)	Cr	Tc (min)	Qpluvial	Qeu (m3/s)
159--160	6,4	945,3	943,2	286	343,1	2,1	0,0061	0,007	0,6	12,43	0,724	0,0007
160--161	7,5	943,2	940,87	294	338,9	2,33	0,0069	0,008	0,6	14,49	1,462	0,0015
161--162	5,1	940,9	939,4	244	346,1	1,47	0,0042	0,01	0,6	14,40	2,000	0,002
162--180	7,8	939,4	937,81	141	406,2	1,59	0,0039	0,011	0,6	16,81	2,615	0,0026
163--164	4,4	993,7	992,8	204	322,3	0,9	0,03	0,01	0,6	6,42	0,693	0,0007
164--165	8,8	992,8	991	276	387,9	1,8	0,03	0,007	0,6	18,74	1,225	0,0012
165--166	7,3	991	989,17	251	288,8	1,83	0,03	0,007	0,6	9,21	2,713	0,0027
166--167	5,0	989,2	988,58	254	372,4	0,59	0,03	0,003	0,6	20,04	2,290	0,0023
167--168	2,3	988,6	982,17	254	231,9	6,41	0,03	0,009	0,6	9,14	3,699	0,0037
168--169	7,2	982,2	970,52	289	283,1	11,65	0,03	0,01	0,6	21,18	3,056	0,0031
169--170	6,1	970,5	951,44	272	373,1	19,08	0,0511	0,004	0,6	7,08	6,198	0,0062
170--180	9,4	951,4	937,81	281	494,1	13,63	0,0276	0,005	0,6	22,64	4,257	0,0043
180--184	3,0	937,8	935,89	264	264,5	1,92	0,03	0,005	0,6	24,05	6,564	0,0066
181--182	0,1	946,3	943,2	282	491,8	3,11	0,03	0,011	0,6	8,89	0,017	2E-05
182--183	5,3	943,2	938,1	206	357,3	5,1	0,0143	0,025	0,6	30,34	0,394	0,0004
183--184	3,6	938,1	925,89	168	338,3	12,21	0,0361	0,02	0,6	31,42	0,641	0,0006
184--185	2,0	935,9	934,2	166	280,7	1,69	0,03	0,006	0,6	32,25	6,440	0,0064

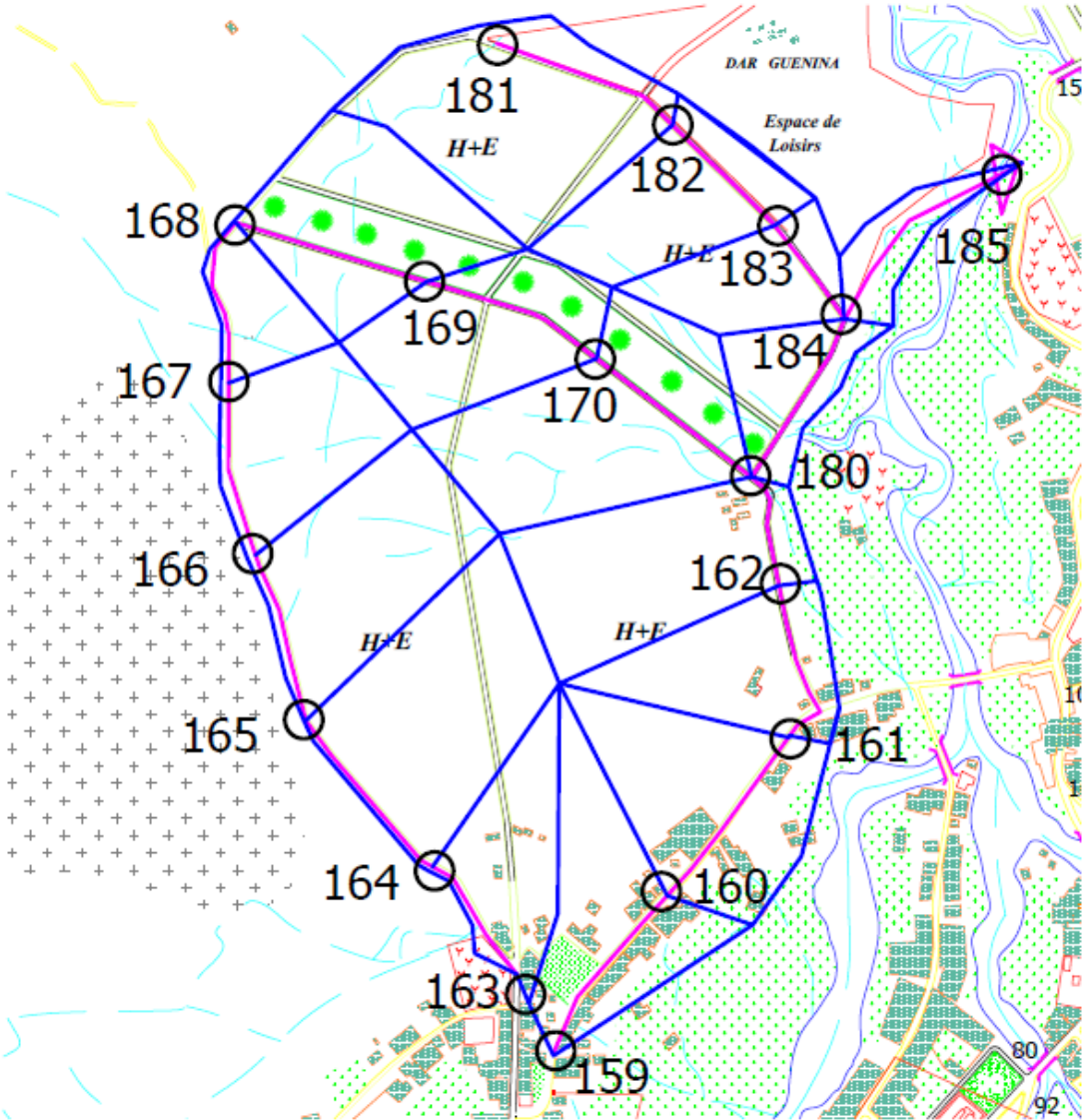


Figure III.21 : Zone 10 eaux pluviales

Remarque

Les pentes de certains tronçons ont été réduites afin d'avoir des vitesses d'écoulements d'eau qui ne 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 (max 70m) pour qu'ils n'apparaissent en surface pendant de leurs mises en place.

Une fois les caractéristiques des 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 canalisation et une vérification des conditions d'auto-curages des réseaux qui nous permis d'arrêter les dimensions finaux des conduites. Vu le nombre important de calcul 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)

Par exemple : dimensionnée les conduite (1-2)-(3-2)-(2-4

-Dimensionnement de conduite (1-2) :

On a : $Q_{eu}=0.0022187m^3/s$

*** détermination du Q pluvial :**

$C=0,65 ;$

$T_c=0,0195 \cdot (L_{max})^{0,77} \cdot (I_{bassin})^{-0,385}$
 $=0,0195 \cdot (507.8)^{0,77} \cdot (0.012013)^{-0,385}$

$T_c=11.4930min ;$

$i=4 \cdot t_c^{-0,5}=4 \cdot (11.4930)^{-0,5}=1,179(mm/h)$

$A=6.649ha$

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

$=0,167 \cdot 0,65 \cdot 1,17 \cdot 6.649$

$Q_{pluvial}=0.8515m^3/s$

*** Le débit total du tronçon :**

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

$=0.00475+0.85157$

$Q_{tot}=0.8538m^3/s$

***détermination du diamètre de tronçons :**

$D=\left[\frac{n \cdot Q}{k \cdot \sqrt{i}}\right]^{3/8} = \left[\frac{0.013 \cdot 0,5838}{0,03117 \cdot \sqrt{0.65\%}}\right]^{3/8} = 0.8509m$

Donc le diamètre normalisé est : $D_{nor}=0,9m$

***détermination de débit à pleine section :**

$$Q_{ps} = \frac{0,03117}{0,013} \cdot D^{8/3} \cdot \sqrt{I^0} = \frac{0,03117}{0,013} \cdot 0,9^{8/3} \cdot \sqrt{0,65} = 0,99146 \text{ m}^3/\text{s}$$

***détermination de la vitesse à pleine de section**

$$V_{ps} = \frac{4 \cdot Q_{ps}}{\pi \cdot D^2} = \frac{4 \cdot 0,99146}{\pi \cdot 0,9^2} = 1,56 \text{ m/s}$$

***détermination de rapport de débit :**

$$r_Q = \frac{Q}{Q_{ps}} = 0,861$$

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

$$r_H = 0,8 ; \quad r_v = 1,14$$

$$\begin{cases} V = r_v \cdot V_{ps} \\ H = r_H \cdot D \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} V = 1,14 \text{ m/s} \\ H = 0,8 \text{ m} \end{cases}$$

***détermination de temps de parcours :**

On a :

$$T_{par} = \frac{L}{60 \cdot V} = \frac{3,19,62}{60 \cdot 1,14} = 2,294 \text{ min}$$

$$T_{aval} = t_1 + t_2 = 13,7875 \text{ min}$$

***condition d'auto curage :**

$$V(Q/10) = 0,55 \cdot 1,14 = 0,8575 \text{ m/s} > 0,6 \text{ m/s (donc condition vérifiée)}$$

Dimensionnement de conduite (3-2) :

$$\text{On a : } Q_{eu} = 0,00226859 \text{ m}^3/\text{s}$$

*** détermination du Q pluvial :**

$$C = 0,65 ;$$

$$\begin{aligned} T_c &= 0,0195 \cdot (L_{max})^{0,77} \cdot (I_{bassin})^{-0,385} \\ &= 0,0195 \cdot (507,8)^{0,77} \cdot (0,012013)^{-0,385} \end{aligned}$$

$$T_c = 12,9646 \text{ min} ;$$

$$i = 4 \cdot t_c^{-0,5} = 4 \cdot (12,9646)^{-0,5} = 1,11 \text{ (mm/h)}$$

$$A = 7,11206 \text{ ha}$$

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

$$= 0,167 \cdot 0,65 \cdot 1,11 \cdot 7,11206$$

$$Q_{pluvial} = 0,8575397 \text{ m}^3/\text{s}$$

*** Le débit total du tronçon :**

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

$$= 0,0226859 + 0,8575397$$

$$Q_{tot}=0.8598m^3/s$$

***détermination du diamètre de tronçons :**

$$D=\left[\frac{n.Q}{k.\sqrt{I}}\right]^{3/8}=\left[\frac{0.013.0.8598}{0.03117.\sqrt{1.203\%}}\right]^{3/8}=0.577m$$

Donc le diamètre normalisé est : D_{nor}=0,6m

***détermination de débit à pleine section :**

$$Q_{ps}=\frac{0.03117}{0.013}.D^{8/3}.\sqrt{I\%}=\frac{0.03117}{0.013}.0,6^{8/3}.\sqrt{1.203}=0.9540m^3/s$$

***détermination de la vitesse à pleine de section**

$$V_{ps}=\frac{4.Q_{ps}}{\pi.D^2}=\frac{4.0.9540}{\pi.0,6^2}=3.376m/s$$

***détermination de rapport de débit :**

$$rQ=\frac{Q}{Q_{ps}}=0.90$$

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

$$r_H=0,72 ; \quad r_v=1.13$$

$$\begin{cases} V = r_v.V_{ps} \\ H = r_H.D \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} V = 3.814m/s \\ H = 0,432m \end{cases}$$

***détermination de temps de parcours :**

On a :

$$T_{par}=\frac{L}{60.V}=\frac{507.8}{60.3.814}=1.103min$$

$$T_{aval}=t_1+t_2=14.086min$$

***condition d'auto curage :**

$$V(Q/10)=0,55.3.814=1.857m/s > 0.6m/s \text{ (donc condition vérifiée)}$$

Dimensionnement de conduite (2-4) :

$$\text{On a : } Q_{eu}=0.00480m^3/s$$

*** détermination du Q pluvial :**

$$C=0,65 ;$$

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

$$=0,0195.(285,74)^{0,77}.(0,00876)^{-0,385}$$

$$T_c=9.3885min ;$$

$$i=4.t_c^{-0,5}=4.(9,3885)^{-0,5}=1,305(mm/h)$$

$$A=2.8435ha$$

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

$$=0,167.0,65 .1,305 . 2,8435$$

$$Q_{pluvial}=2,3529\text{m}^3/\text{s}$$

*** Le débit total du tronçon :**

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

$$=0.004803+2,3529$$

$$Q_{tot}=2,3576\text{m}^3/\text{s}$$

***détermination du diamètre de tronçons :**

$$D=\left[\frac{n.Q}{k.\sqrt{I}}\right]^{3/8}=\left[\frac{0.013.2,576}{0,03117.\sqrt{0.87\%}}\right]^{3/8}=0.9607\text{m}$$

Donc le diamètre normalisé est : D_{nor}=1m

***détermination de débit à pleine section :**

$$Q_{ps}=\frac{0,03117}{0,013}.D^{8/3}.\sqrt{I}=\frac{0,03117}{0,013}.1.\sqrt{0.87}=2.624\text{m}^3/\text{s}$$

***détermination de la vitesse à pleine de section**

$$V_{ps}=\frac{4.Q_{ps}}{\pi.D^2}=\frac{4.2,624}{\pi.1^2}=3.342\text{m/s}$$

***détermination de rapport de débit :**

$$r_Q=\frac{Q}{Q_{ps}}=0.898$$

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

$$r_H=0,72 ; \quad r_v=1.125$$

$$\begin{cases} V = r_v.V_{ps} \\ H = r_H.D \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} V = 3.76\text{m/s} \\ H = 0,72\text{m} \end{cases}$$

***détermination de temps de parcours :**

On a :

$$T_{par}=\frac{L}{60.V}=\frac{507.8}{60.3.76}=0.925\text{min}$$

$$T_{aval}=t_1+t_2=10.336\text{min}$$

***condition d'auto curage :**

$$V(Q/10)=0,55.3.814=1.83\text{m/s} > 0.6\text{m/s} \text{ (donc condition vérifiée)}$$

III.5.3. Résultats du calcul de dimensionnement des réseaux

Les résultats de dimensionnement pour chaque réseau sont représentés dans les tableaux suivants :

Tableau III.28: résultats du calcul de dimensionnement du réseau A

Tronçon	Q total	D nor	Qps	Vps	Rq	Rv	Rh	V	H	TC par	Tc	auto.cur
1--2	0,854	0,9	0,99	1,56	0,86	1,14	0,8	1,78	0,72	2,29	13,8	0,9
3--2	0,860	0,6	0,95	3,38	0,90	1,13	0,72	3,81	0,43	1,10	14,1	1,9
2--4	2,358	1	2,62	3,34	0,90	1,125	0,72	3,76	0,72	0,93	10,3	1,8
5--6	1,095	0,7	1,30	3,39	0,84	1,125	0,69	3,82	0,48	0,92	8,5	1,9
6--7	1,510	0,8	1,70	3,39	0,89	1,135	0,72	3,85	0,58	0,55	8,7	1,9
7--8	1,432	1	1,54	1,96	0,93	1,13	0,73	2,22	0,73	2,18	12,6	1,1
10--11	0,165	0,4	0,19	1,49	0,88	1,13	0,72	1,69	0,29	1,82	21,1	0,8
7--11	0,163	0,5	0,28	1,43	0,58	1,125	0,71	1,61	0,36	1,46	22,5	0,8
11--9	0,821	0,9	0,99	1,56	0,83	1,12	0,74	1,75	0,67	2,50	25,0	0,9
9--13	1,073	0,9	1,81	2,85	0,59	1,06	0,55	3,02	0,50	1,11	9,4	1,6
12--13	2,331	1	2,40	3,05	0,97	1,14	0,79	3,48	0,79	1,11	1,7	1,7
13--14	2,308	1,2	2,81	2,48	0,82	1,12	0,68	2,78	0,82	0,58	11,8	1,4
14--15	5,721	1,8	6,37	2,50	0,90	1,13	0,72	2,83	1,30	0,96	14,0	1,4
15--16	6,168	1,8	8,13	3,20	0,76	1,112	65	3,55	117,00	1,37	12,6	1,8
17--16	0,521	0,5	0,61	3,12	0,85	1,12	0,74	3,49	0,37	1,06	15,1	1,7
16--18	6,613	1,8	8,90	3,50	0,74	1,11	0,65	3,89	1,17	0,85	9,1	1,9
19--18	0,825	0,8	0,94	1,86	0,88	1,125	0,72	2,09	0,58	1,75	16,8	1,0
18--20	6,477	1,8	8,90	3,50	0,73	1,08	0,61	3,78	1,10	0,52	8,6	1,9
20--21	10,020	2	10,77	3,43	0,93	1,13	0,72	3,87	1,44	1,18	18,0	1,9

Tableau III.29: résultats du calcul de dimensionnement du réseau B

Tronçon	Q total	D nor	Qps	Vps	Rq	Rv	Rh	V	H	TC par	Tc aval	auto.cur VP
22--23	0,359	0,5	0,41	2,11	0,87	1,14	0,7	2,41	0,35	1,90	16,67	1,16
23--28	0,400	0,7	0,51	1,32	0,79	1,12	0,65	1,48	0,46	1,05	4,25	0,73
24--25	0,243	0,7	0,93	2,41	0,26	0,82	0,31	1,97	0,22	1,13	19,87	1,32
25--26	0,263	0,7	0,87	2,25	0,30	1,09	0,62	2,46	0,43	0,74	8,58	1,24
26-27	0,856	0,7	0,88	2,29	0,97	1,135	0,78	2,60	0,55	1,46	10,92	1,26
27--28	0,987	0,8	1,01	2,02	0,97	1,135	0,77	2,29	0,62	2,11	15,91	1,11
29--30	0,274	0,4	0,28	2,20	0,99	1,14	0,79	2,51	0,32	1,06	8,67	1,21
30--31	0,494	0,5	0,55	2,82	0,89	1,125	0,72	3,17	0,36	0,98	9,65	1,55
31--28	0,561	0,8	0,72	1,43	0,78	1,1	0,66	1,57	0,53	1,09	20,95	0,78
28--32	1,781	0,9	2,22	3,49	0,80	1,1	0,68	3,84	0,61	0,99	6,53	1,92
32--32	3,449	1,2	3,90	3,45	0,88	1,12	0,72	3,86	0,86	0,99	7,80	1,90
32--50	3,261	1,2	3,90	3,45	0,84	1,13	0,72	3,90	0,86	0,65	9,21	1,90

Chapitre III : EVALUATION DES DEBITS ET DIMENSIONNEMENT DE RESEAU D'ASSAINISSEMENT

33--34	0,753	0,6	0,88	3,12	0,85	1,12	0,7	3,50	0,42	1,39	10,62	1,72
34--35	1,464	0,8	1,69	3,36	0,87	1,125	0,71	3,78	0,57	1,08	12,84	1,85
35--36	1,845	0,9	2,14	3,37	0,86	1,1	0,67	3,71	0,60	0,96	13,80	1,85
36--39	2,074	0,9	2,14	3,37	0,97	1,12	0,76	3,77	0,68	0,94	7,10	1,85
37--38	1,170	0,9	1,81	2,85	0,65	1,08	0,56	3,07	0,50	1,46	15,26	1,57
38--39	2,059	0,9	2,22	3,49	0,93	1,112	0,72	3,88	0,65	1,25	12,64	1,92
39--39	4,687	1,4	5,26	3,42	0,89	1,12	0,72	3,83	1,01	1,24	16,50	1,88
39--45	4,514	1,4	4,56	2,96	0,99	1,14	0,8	3,38	1,12	1,30	17,80	1,63
40--41	0,459	0,6	0,74	2,61	0,62	1,05	0,57	2,74	0,34	1,52	19,32	1,44
41--42	0,640	0,6	0,78	2,76	0,82	1,12	0,7	3,09	0,42	1,49	20,81	1,52
42--43	0,864	0,7	0,95	2,48	0,91	1,135	0,74	2,81	0,52	1,68	22,48	1,36
43--44	1,035	0,9	1,14	1,80	0,91	1,13	0,73	2,03	0,66	2,06	24,55	0,99
44--45	1,119	0,9	1,32	2,07	0,85	1,12	0,71	2,32	0,64	1,70	26,25	1,14
45--45	5,123	1,8	8,13	3,20	0,63	1,06	0,56	3,39	1,01	1,38	27,63	1,76
45--46	5,185	1,8	8,13	3,20	0,64	1,07	0,57	3,42	1,03	0,85	28,48	1,76
46--48	5,281	1,8	8,13	3,20	0,65	1,09	0,63	3,48	1,13	0,89	29,37	1,76
48--49	5,574	1,8	8,13	3,20	0,69	1,08	0,58	3,45	1,04	1,12	30,49	1,76
49--50	6,239	1,8	8,13	3,20	0,77	1,1	0,65	3,52	1,17	1,19	31,68	1,76
50--51	8,166	2	10,77	3,43	0,76	1,1	0,66	3,77	1,32	0,48	32,16	1,89
51--54	0,708	2	10,77	3,43	0,07	0,38	0,1	1,30	0,20	2,99	35,15	1,89
52--53	0,361	0,5	0,36	1,85	0,99	1,1	0,65	2,04	0,33	2,26	37,41	1,02
53--54	0,257	0,6	0,34	1,19	0,76	1,11	0,68	1,32	0,41	1,55	38,96	0,65
54--78	8,183	2	10,77	3,43	0,76	1,1	0,67	3,77	1,34	0,67	39,63	1,89
48--69	1,349	0,8	1,55	3,08	0,87	1,12	0,71	3,45	0,57	0,89	40,52	1,69
69--70	0,633	0,7	0,87	2,25	0,73	1,1	0,66	2,48	0,46	1,23	41,75	1,24
70--71	0,809	0,7	1,18	3,07	0,69	1,09	0,61	3,35	0,43	0,92	42,67	1,69
71--72	1,105	0,8	1,51	3,00	0,73	1,11	0,67	3,33	0,54	1,16	43,83	1,65
72--76	1,192	0,9	1,66	2,61	0,72	1,1	0,66	2,87	0,59	1,10	44,93	1,44
73--74	1,137	0,7	1,24	3,23	0,91	1,12	0,72	3,62	0,50	1,26	46,18	1,78
74--75	0,743	0,9	0,99	1,56	0,75	1,1	0,65	1,72	0,59	1,93	48,12	0,86
75--76	0,824	1	1,31	1,67	0,63	1,08	0,55	1,81	0,55	0,99	49,11	0,92
76--77	1,967	1,2	2,14	1,89	0,92	1,14	0,74	2,15	0,89	0,64	49,75	1,04
77--78	2,072	1,2	3,90	3,45	0,53	1,05	0,53	3,62	0,64	1,07	50,82	1,90
78--79	8,931	2	10,77	3,43	0,83	1,11	0,68	3,81	1,36	0,56	51,39	1,89
79--80	9,059	2	10,77	3,43	0,84	1,1	0,69	3,77	1,38	1,01	52,40	1,89

Tableau III.30: résultats du calcul de dimensionnement du réseau C

Tronçon	Q total	D nor	Qps	Vps	Rq	Rv	Rh	V	H	TC par	Tc aval	auto.cur VP
55--56	0,66	0,6	0,90	3,17	0,7342	1,08	0,62	3,42	0,37	1,14	10,11	1,74
56--57	1,17	0,8	1,57	3,13	0,7447	1,1	0,65	3,44	0,52	1,30	10,87	1,72
57--66	1,44	0,9	1,81	2,85	0,7968	1,1	0,67	3,13	0,60	1,37	6,78	1,57
58--61	1,13	0,7	1,14	2,95	0,9931	1,13	0,79	3,34	0,55	1,33	8,29	1,62
59--60	0,32	0,5	0,48	2,43	0,6714	1,07	0,6	2,59	0,30	1,21	16,78	1,33
60--61	0,64	0,7	0,96	2,49	0,6734	1,08	0,61	2,69	0,43	1,16	12,51	1,37
61--62	1,85	1	2,35	2,99	0,7873	1,1	0,66	3,29	0,66	1,05	13,01	1,65
62--66	2,37	1	2,40	3,05	0,9864	1,12	0,79	3,42	0,79	1,04	8,36	1,68
63--64	0,26	0,4	0,35	2,77	0,7399	1,08	0,63	2,99	0,25	0,96	11,83	1,52
64--65	0,57	0,6	0,74	2,63	0,7736	1,1	0,67	2,89	0,40	1,66	13,49	1,44
65--66	0,51	0,6	0,75	2,64	0,682	1,09	0,61	2,88	0,37	0,20	16,57	1,45
66--67	3,90	1,4	5,26	3,42	0,7405	1,08	0,62	3,69	0,87	0,20	12,90	1,88
67--68	4,51	1,4	5,26	3,42	0,8564	1,12	0,7	3,83	0,98	0,70	6,37	1,88

Tableau III.31: résultats du calcul de dimensionnement du réseau D

tronçon	Q total	D nor	Qps	Vps	Rq	Rv	Rh	V	H	TC par	Tc aval	auto.cur VP
81--81	0,360	0,6	0,45	1,60	0,80	1,10	0,67	1,76	0,40	1,41	20,76	0,88
81--85	0,620	0,6	0,63	2,23	0,98	1,14	0,79	2,54	0,47	1,68	12,70	1,23
82--85	0,307	0,5	0,45	2,32	0,67	1,08	0,58	2,50	0,29	1,83	18,80	1,27
83--84	0,247	0,5	0,38	1,92	0,65	1,07	0,58	2,06	0,29	2,02	18,62	1,06
84--85	0,281	0,5	0,42	2,14	0,67	1,09	0,78	2,33	0,39	1,56	10,08	1,18
85--86	2,315	1	2,40	3,05	0,97	1,14	0,78	3,47	0,78	1,31	14,27	1,68
86--87	2,238	1	2,40	3,05	0,93	1,13	0,77	3,45	0,77	1,07	6,00	1,68
87--88	3,198	1,2	3,90	3,45	0,82	1,13	0,68	3,88	0,82	1,06	9,05	1,90
88--89	3,183	1,2	3,90	3,45	0,82	1,11	0,68	3,84	0,82	0,96	13,65	1,90

Tableau III.32: résultats du calcul de dimensionnement du réseau E

Tronçon	Q total	D nor	Qps	Vps	Rq	Rv	Rh	V	H	TC par	Tc aval	auto.cur VP
93--94	1,024	0,80	1,46	2,90	0,70	1,08	0,61	3,13	0,49	1,53	13,61	1,59
94--96	1,274	0,80	1,32	2,63	0,96	1,13	0,77	2,97	0,62	1,52	8,58	1,45
95--96	0,514	0,60	0,75	2,66	0,69	1,08	0,60	2,87	0,36	1,36	7,90	1,46
96--97	2,561	1,20	3,90	3,45	0,66	1,08	0,58	3,73	0,70	0,90	6,52	1,90
97--98	3,653	1,20	3,70	3,27	0,99	1,12	0,78	3,66	0,94	0,99	5,75	1,80
99--100	1,125	0,80	1,32	2,63	0,85	1,12	0,70	2,95	0,56	1,16	6,40	1,45
100-102	1,540	0,90	1,81	2,85	0,85	1,11	0,71	3,17	0,64	1,01	7,24	1,57
101-102	0,555	0,90	0,99	1,56	0,56	1,02	0,53	1,59	0,48	2,51	19,80	0,86
102--103	1,847	0,90	1,81	2,85	1,02	1,14	0,80	3,25	0,72	1,08	20,88	1,57
103--104	2,173	1,00	2,14	2,73	1,01	1,10	0,69	3,01	0,69	1,28	10,49	1,50
104--98	2,621	1,40	3,22	2,09	0,81	1,11	0,67	2,32	0,94	1,28	18,10	1,15
98--105	5,297	1,60	6,50	3,24	0,81	1,11	0,68	3,59	1,09	1,21	7,64	1,78
105--106	9,019	2,00	10,77	3,43	0,84	1,10	0,68	3,77	1,36	1,08	19,18	1,89
106--108	5,850	2,00	10,77	3,43	0,54	1,10	0,50	3,77	1,00	0,88	7,93	1,89
107--108	0,779	0,60	0,74	2,63	1,05	1,14	0,78	3,00	0,47	0,76	19,94	1,45

Tableau III.33: résultats du calcul de dimensionnement du réseau F

Tronçon	Q total	D nor	Qps	Vps	Rq	Rv	Rh	V	H	TC par	Tc aval	auto.cur VP
109--110	0,623	0,7	0,89	2,33	0,70	1,08	0,60	2,51	0,42	1,78	17,02	1,28
110--111	0,801	0,7	1,30	3,37	0,62	1,13	0,72	3,79	0,50	0,58	10,79	1,85
111--112	1,295	0,9	1,43	2,24	0,91	1,13	0,72	2,53	0,65	1,91	14,22	1,23
112--113	1,816	0,9	1,81	2,85	1,00	1,14	0,80	3,25	0,72	1,19	11,79	1,57
113--114	2,467	1	2,79	3,55	0,88	1,12	0,71	3,96	0,71	1,18	9,99	1,95
114--115	3,172	1,2	3,90	3,45	0,81	1,10	0,67	3,79	0,80	0,85	7,67	1,90
115--116	3,941	1,4	5,26	3,42	0,75	1,10	0,65	3,76	0,91	0,83	6,28	1,88
116--120	4,401	1,4	4,92	3,20	0,89	1,13	0,72	3,60	1,01	0,33	11,11	1,76
117--118	0,696	0,6	0,77	2,71	0,91	1,13	0,72	3,05	0,43	1,41	15,63	1,49
118--119	0,818	0,6	0,90	3,18	0,91	1,13	0,72	3,58	0,43	1,15	6,75	1,75
119--120	1,672	0,9	1,81	2,85	0,92	1,13	0,72	3,20	0,65	1,15	6,59	1,57
120--121	5,183	1,4	5,26	3,42	0,99	1,13	0,79	3,86	1,11	0,96	6,75	1,88

121--158	6,637	1,8	8,13	3,20	0,82	1,10	0,66	3,52	1,19	1,18	8,58	1,76
----------	-------	-----	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------

Tableau III.34: résultats du calcul de dimensionnement du réseau G

Tronçon	Q total	D nor	Qps	Vps	Rq	Rv	Rh	V	H	TC par	Tc aval	auto.cur VP
129--130	0,709	0,6	0,81	2,88	0,87	1,12	0,71	3,22	0,43	1,52	9,46	1,58
130--131	1,125	0,7	1,24	3,23	0,91	1,13	0,72	3,63	0,50	1,27	23,13	1,78
131--132	1,715	0,9	1,81	2,85	0,95	1,13	0,76	3,20	0,68	1,48	20,82	1,57
132--143	2,039	1	2,40	3,05	0,85	1,13	0,7	3,45	0,70	1,00	5,80	1,68
143--144	4,015	1,4	5,26	3,42	0,76	1,10	0,65	3,76	0,91	0,98	9,32	1,88
144-145	4,285	1,4	5,26	3,42	0,81	1,10	0,68	3,76	0,95	0,85	7,66	1,88
122-123	0,542	0,6	0,74	2,63	0,73	1,00	0,62	2,63	0,37	1,08	12,57	1,45
123--123	0,632	0,8	0,76	1,51	0,84	1,11	0,68	1,67	0,54	1,52	24,66	0,83
123--145	0,627	0,8	1,32	2,63	0,47	0,98	0,46	2,58	0,37	1,07	25,72	1,45
145--145	3,608	1,4	5,08	3,30	0,71	1,05	0,55	3,47	0,77	0,95	10,74	1,82
145--147	5,616	1,6	7,03	3,50	0,80	1,10	0,68	3,85	1,09	0,95	12,78	1,92
146--147	0,705	0,7	1,00	2,60	0,71	1,09	0,605	2,83	0,42	1,70	14,27	1,43
147--148	5,916	1,6	7,03	3,50	0,84	1,10	0,68	3,85	1,09	0,67	14,94	1,92
141--142	0,554	0,8	0,70	1,40	0,79	1,12	0,67	1,56	0,54	2,28	24,01	0,77
142--148	0,283	0,8	0,94	1,87	0,30	0,87	0,38	1,62	0,30	1,84	151,98	1,03
148--149	2,404	1,6	8,40	4,18	0,29	0,88	0,34	3,68	0,54	0,98	13,86	2,30
149--150	8,516	1,8	8,13	3,20	1,05	1,14	0,8	3,64	1,44	1,37	153,35	1,76

Tableau III.35: résultats du calcul de dimensionnement du réseau H

Tronçon	Q total	D nor	Qps	Vps	Rq	Rv	Rh	V	H	TC par	Tc aval	auto.cur VP
124--125	0,418	0,5	0,69	3,50	0,61	1,08	0,58	3,78	0,29	1,31	8,90	1,92
125--126	0,852	0,7	1,26	3,27	0,68	1,07	0,58	3,49	0,41	0,83	9,88	1,80
126--127	1,153	0,9	1,18	1,85	0,98	1,13	0,79	2,09	0,71	2,07	15,44	1,02
127--128	1,410	0,9	1,61	2,54	0,87	1,12	0,71	2,84	0,64	1,35	12,30	1,40
128--134	1,757	0,9	1,81	2,85	0,97	1,13	0,79	3,22	0,71	1,21	14,11	1,57
132"--133	0,603	0,7	0,76	1,98	0,79	1,13	0,72	2,23	0,50	1,61	18,67	1,09
133--134	2,544	1,2	3,90	3,45	0,65	1,08	0,58	3,73	0,70	1,12	18,64	1,90
134--135	1,185	1,2	4,70	4,16	0,25	0,79	0,33	3,28	0,40	1,41	20,05	2,29
135--136	1,290	1,2	3,90	3,45	0,33	0,92	0,43	3,17	0,52	0,89	20,93	1,90

136--137	3,441	1,2	3,90	3,45	0,88	1,12	0,72	3,85	0,86	1,06	7,88	1,90
137--138	6,152	1,8	8,13	3,20	0,76	1,10	0,65	3,52	1,17	1,06	8,15	1,76
138--139	6,851	1,8	8,13	3,20	0,84	1,10	0,68	3,52	1,22	1,18	6,94	1,76
139--140	7,959	1,8	8,13	3,20	0,98	1,14	0,77	3,63	1,39	0,75	8,90	1,76

Tableau III.36 : Résultats du calcul de dimensionnement du réseau I

Tronçon	Q total	D nor	Qps	Vps	Rq	Rv	Rh	V	H	TC par	Tc aval	auto.cur VP
151--152	0,978	0,7	1,23	3,21	0,79	1,10	0,66	3,53	0,46	1,33	13,41	1,76
152--153	1,474	0,9	1,49	2,34	0,99	1,14	0,80	2,67	0,72	1,66	18,90	1,29
153--157	1,765	0,9	1,81	2,85	0,98	1,14	0,78	3,23	0,70	1,45	6,48	1,57
154--155	1,252	0,9	1,93	3,03	0,65	0,58	1,05	1,76	0,95	2,72	14,35	1,67
155--156	1,976	1	2,40	3,05	0,82	1,03	0,53	3,15	0,53	1,33	8,02	1,68
156--157	3,164	1,2	3,70	3,27	0,86	1,10	0,70	3,60	0,84	1,25	10,09	1,80
157--158	3,164	1,2	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/

Tableau III.37: Résultats du calcul de dimensionnement du réseau J

Tronçon	Q total	D nor	Qps	Vps	Rq	Rv	Rh	V	H	TC par	Tc aval	auto.cur VP
159--160	0,725	0,7	0,79	2,06	0,91	1,12	0,72	2,31	0,50	2,06	14,49	1,14
160--161	1,463	0,9	1,61	2,53	0,91	1,12	0,71	2,83	0,64	1,73	13,50	1,39
161--162	2,002	1	2,40	3,05	0,84	1,10	0,68	3,36	0,68	1,73	16,14	1,68
162--180	2,617	1	2,54	3,24	1,03	1,14	0,80	3,69	0,80	0,64	17,45	1,78
163--164	0,694	0,7	0,93	2,41	0,75	1,10	0,65	2,65	0,46	1,29	18,74	1,32
164--165	1,226	0,9	1,46	2,30	0,84	1,11	0,68	2,55	0,61	1,80	9,21	1,26
165--166	2,716	1,2	3,26	2,89	0,83	1,11	0,72	3,20	0,86	1,31	20,04	1,59
166--167	2,292	1,2	2,14	1,89	1,07	1,14	0,75	2,15	0,90	1,97	9,14	1,04
167--168	3,703	1,2	3,70	3,27	1,00	1,14	0,80	3,73	0,96	1,13	21,18	1,80
168--169	3,059	1,2	3,90	3,45	0,78	1,10	0,72	3,79	0,86	1,27	7,08	1,90
169--170	6,204	1,7	6,24	2,75	0,99	1,13	0,82	3,10	1,39	1,47	22,64	1,51
170--180	4,262	1,7	6,98	3,08	0,61	1,08	0,62	3,32	1,05	1,41	24,05	1,69
180--184	6,571	1,7	6,98	3,08	0,94	1,14	0,75	3,51	1,28	1,25	25,31	1,69
181--182	0,017	0,3	0,10	1,44	0,16	0,65	0,24	0,93	0,07	5,03	30,34	0,79

182--183	0,394	0,5	0,59	3,03	0,66	1,05	0,58	3,18	0,29	1,08	31,42	1,66
183--184	0,642	0,6	0,87	3,07	0,74	1,10	0,63	3,38	0,38	0,83	32,25	1,69
184--185	6,446	1,6	6,50	3,24	0,99	1,13	0,80	3,66	1,28	0,76	33,01	1,78

Avec : Q : Débit véhiculé par la conduite circulaire. (m^3/s)

V : Vitesse d'écoulement de l'eau. (m/s)

H: Hauteur de remplissage dans la conduite (m).

Q_{ps} : Débit de pleine section (m^3/s).

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

D_{nor} : Diamètre normalisé de la conduite (mm)

III.5.4. Ligne de déversement :

Comme il a été signalé plus haut, Les eaux des zones assainies seront collectées à des collecteurs longeant les deux cours (oued sebdou et oued kicole.) sur lesquels seront disposés des déversoirs d'orage permettant un déversement partiel direct des eaux collectées dans les oueds (70% des eaux collectées pour permettre une certaine délugation de la pollution urbaine). Afin d'avoir un gain dans le dimensionnement des collecteurs et un soulagement de la STEP à projeter. Un collecteur muni d'un déversoir d'orage doit être prévu pour acheminer les eaux vers une station d'épuration.

La figure III.12 représente cette ligne de déversement

Figure III 22 : Ligne de déversement

Le calcul des débits des eaux usées et débit pluvial du Ligne de déversement est représenté dans le tableau suivant :

Tableau III.38: Calcul des débits et répartition du déversoir d'orage

Tronçon	Ltr	Long hyd	Qmr	Qme	Qms	p	Qpe	Qpf(l/s)	Qpf (m3/s)
							Qps		
1--1	279,2	336,79	1,2033	0	1,203	0,000	0,0000	2,2737	0,0023
							3,779		
1--2	230,8	323,18	0,9946	1,203	2,198	3,779	4,5473	5,7753	0,0058
							3,186		
2--3	244,2	295,63	1,0526	2,198	3,251	3,186	7,0032	8,1932	0,0082
							2,887		
3--4	249,4	409,8	1,0750	3,25	4,33	2,887	9,3831	10,535	0,0105
							2,702		
4--5	283,7	323,81	1,2225	4,33	5,55	2,702	11,6877	12,949	0,0129
							2,561		
5--6	292,1	294,4	1,2587	5,55	6,81	2,561	14,2106	15,472	0,0155
							2,458		
6--7	280,2	313,75	1,2077	6,81	8,01	2,458	16,7326	17,916	0,0179
							2,383		
7--8	289,5	313,16	1,2476	8,01	9,26	2,383	19,0991	20,300	0,0203
							2,321		
8--15	227,5	296,1	0,9804	9,26	10,24	2,321	21,5014	22,433	0,0224
							2,281		
9--10	279,2	272,15	1,2033	0,00	1,20	0,000	0,0000	2,274	0,0023
							3,779		
10--11	202,3	344,59	0,8717	1,20	2,07	3,779	4,5472	5,630	0,0056
							3,236		
11--12	251,7	344,59	1,0848	2,07	3,16	3,236	6,7136	7,949	0,0079
							2,906		
12--13	286,1	260,59	1,2330	3,16	4,39	2,906	9,1836	10,506	0,0105
							2,693		
13--14	170,2	233,09	0,7336	4,39	5,13	2,693	11,8289	12,589	0,0126
							2,604		

14--15	229	295,19	0,9870	15,37	16,36	2,138	32,8539	33,749	0,0337
						2,118	34,6442		
15--16	272,3	348,32	1,1737	16,36	17,53	2,118	34,6442	35,703	0,0357
						2,097	36,7612		
16--17	275,3	387,05	1,1866	17,53	18,72	2,097	36,7612	37,825	0,0378
						2,078	38,8896		
17--18	188,6	247,81	0,8128	18,72	19,53	2,078	38,8896	39,615	0,0396
						2,066	40,3411		
18--19	156,5	251,01	0,6746	19,53	20,20	0,000	0,0000	20,771	0,0208
						2,056	41,5422		
20--21	193,8	244,4	0,8353	20,20	21,04	2,056	41,5422	42,284	0,0423
						2,045	43,0251		
21--22	227,4	244,7	0,9800	21,04	22,02	2,045	43,0251	43,892	0,0439
						2,033	44,7590		
22--23	128,9	229,22	0,5557	22,02	22,57	2,033	44,7590	45,249	0,0452
						2,026	45,7398		

Tableau III.39 : Evaluation du débit pluvial pour la zone déversoir d'orage

Tronçon	Devers	Surface (ha)	h amont	h aval	Ltr	Long hyd	DH(m)	I bv(m/m)	I tr(m/m)	Cr	Tc (min)	Qpluvial	Qpf (m3/s)	Q déversoir
1--1		3,0	137,8	130	279,19	337	7,6	0,023	0,027	0,3	7,4	0,22	0,002	
1--2		6,3	130,2	125	230,77	323	5,2	0,016	0,023	0,3	8,9	0,62	0,006	
2--3		4,7	125	120	244,23	296	4,6	0,016	0,019	0,3	9,2	0,92	0,008	
3--4	21-	7,9	120,4	116	249,41	410	4,1	0,01	0,007	0,3	11,8	0,46	0,011	3,516
4--5		6,9	116,3	112	283,65	324	3,9	0,012	0,007	0,3	13,0	0,82	0,013	3,516
5--6		3,1	112,4	109	292,05	294	3,65	0,012	0,007	0,3	10,5	1,11	0,015	3,516
6--7		4,8	108,8	103	280,20	314	5,52	0,018	0,007	0,3	9,8	1,45	0,018	3,516
7--8		5,3	103,2	98,4	289,46	313	4,82	0,015	0,006	0,3	9,0	2,80	0,020	3,516
8--15		3,6	98,41	93,6	227,48	296	4,78	0,016	0,006	0,3	10,5	1,96	0,022	3,516
9--10	67-	1,8	125,7	123	279,18	272	3,15	0,012	0,01	0,3	8,1	0,12	0,002	2,730
10--11		2,9	122,6	118	202,25	345	4,15	0,012	0,01	0,3	9,6	0,30	0,006	2,731
11--12		2,8	118,4	114	251,70	345	4,9	0,014	0,01	0,3	10,9	0,45	0,008	2,731

Chapitre III : EVALUATION DES DEBITS ET DIMENSIONNEMENT DE RESEAU D'ASSAINISSEMENT

12--13	89+80-	3,7	113,5	107	286,07	261	6,1	0,023	0,008	0,3	6,0	0,30	0,011	4,762
13--14		3,8	77,4	74,2	170,20	233	3,2	0,014	0,009	0,3	12,1	0,44	0,013	4,762
14--15	108-	2,8	74,2	71,1	229,00	295	3,15	0,011	0,014	0,3	11,6	0,16	0,034	1,780
15--16		10,8	71,05	69,2	272,32	348	1,85	0,005	0,005	0,3	13,3	0,75	0,036	1,780
16--17		10,7	69,2	65,1	275,31	387	4,1	0,011	0,006	0,3	14,5	1,28	0,038	1,780
17--18		3,9	65,1	62,7	188,59	248	2,4	0,01	0,006	0,3	15,7	1,43	0,040	1,780
18--19	185-	3,3	83,1	78,4	156,52	251	4,7	0,019	0,01	0,3	6,4	2,51	0,021	1,780
20--21		2,1	93,2	88,4	193,80	244	4,8	0,02	0,025	0,3	16,5	0,27	0,042	0,014
21--22		2,1	88,4	83,5	227,37	245	4,9	0,02	0,022	0,3	17,1	0,37	0,044	0,014
22--23	158-	1,3	83,5	81,4	128,94	229	2,1	0,009	0,01	0,3	17,9	0,06	0,045	1,995
19-sat	/	/	/	/	1006,3	/	/	/	0,01	/	/	/	/	2,556

Les résultats obtenus de dimensionnement du

Tableau III.40: résultats du calcul de dimensionnement du Déversoir d'orage

Tronçon	Q total	D nor	Qps	Vps	Rq	Rv	Rh	V	H	TC par	Tc aval	auto.cur VP
1--1	0,22	0,4	0,34	2,74	0,65	1,115	0,71	3,05	0,28	1,53	8,94	1,50
1--2	0,63	0,6	0,92	3,26	0,68	1,125	0,72	3,67	0,43	1,05	9,23	1,79
2--3	0,93	0,7	1,27	3,30	0,73	1,13	0,76	3,73	0,53	1,09	8,83	1,82
3--4	3,99	1,4	4,92	3,20	0,81	1,1	0,68	3,52	0,95	1,18	12,97	1,76
4--5	4,35	1,4	4,92	3,20	0,88	1,1	0,71	3,52	0,99	1,34	10,50	1,76
5--6	4,64	1,4	4,92	3,20	0,94	1,08	0,62	3,45	0,87	1,41	9,83	1,76
6--7	4,99	1,4	4,92	3,20	1,01	1,12	0,70	3,58	0,98	1,30	9,03	1,76
7--8	6,34	1,6	6,50	3,24	0,97	1,14	0,78	3,69	1,25	1,31	10,54	1,78
8--15	5,49	1,6	6,50	3,24	0,84	1,1	0,68	3,56	1,09	1,06	11,60	1,78
9--10	2,86	1,2	3,90	3,45	0,73	1,07	0,59	3,69	0,71	1,26	9,40	1,90
10--11	3,04	1,2	3,90	3,45	0,78	1,02	0,52	3,52	0,62	1,26	10,87	1,90
11--12	3,19	1,2	3,90	3,45	0,82	1,1	0,68	3,79	0,82	1,11	10,12	1,90
12--13	5,08	1,4	5,26	3,42	0,97	1,135	0,78	3,88	1,09	1,23	12,10	1,88
13--14	5,21	1,4	5,58	3,63	0,93	1,02	0,50	3,70	0,70	0,77	7,53	1,99
14--15	1,98	1	2,81	3,58	0,70	1,05	0,55	3,76	0,55	1,01	13,11	1,97
15--16	8,06	1,8	8,13	3,20	0,99	1,14	0,78	3,64	1,40	1,25	14,52	1,76
16--17	8,59	1,8	8,90	3,50	0,96	1,1	0,67	3,85	1,21	1,19	15,72	1,93
17--18	8,74	1,8	8,90	3,50	0,98	1,1	0,70	3,85	1,26	0,82	8,92	1,93
18--19	9,80	1	2,40	3,05	4,09	1,05	0,57	3,21	0,57	0,81	16,53	1,68
20--21	0,32	1	3,77	4,81	0,09	1,14	0,78	5,48	0,78	0,59	17,12	2,64
21--22	0,42	1	3,52	4,48	0,12	1,1	0,55	4,93	0,55	0,77	17,89	2,47
22--23	2,10	1	2,40	3,05	0,88	1,14	0,72	3,48	0,72	0,62	18,50	1,68
19-sat	5,04	1,6	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/

III.6-Comparaison entre les diamètres suggère et diamètres actuel

La ville de Sebdoou à une surface 956,87 ha et un réseau d'assainissement de 36720,26 m
Suite à notre suivi et vérification des conduites placées sur le réseau et dans le plan, nous avons constatés une différence flagrante dans les différents diamètres, ce qui oblige le changement total des réseaux d'assainissement de la ville de SEBDOU (Non respects des diamètres)

Comme ci-dessous indiquer dans les tableaux suivants

Tableau III.41 : Comparatif Zone A

Zone A		
Tronçon	D suggéré	D actuel
1—2	0,9	projeté
3—2	0,6	0,4
2—4	1	0,5
5—6	0,7	0,3
6—7	0,8	0,3
7--8	1	0,6
10--11	0,4	0,3
7--11	0,5	0,3
11--9	0,9	0,3
9--13	0,9	0,3
12--13	1	0,3
13--14	1,2	0,3
14--15	1,8	0,5
15--16	1,8	0,5

17--16	0,5	0,3
16--18	1,8	0,5
19--18	0,8	0,3
18--20	1,8	0,5
20--21	2	0,5

Tableau III.42 : Comparatif Zone B

zone B		
Tronçon	D Suggéré	D actuel
22--23	0,5	0,4
23--28	0,7	0,4
24--25	0,7	0,6
25--26	0,7	0,6
26-27	0,7	0,6
27--28	0,8	0,6
29--30	0,4	0,4
30--31	0,5	0,4
31--28	0,8	0,4
28--32	0,9	0,8
32--32	1,2	0,8
32--50	1,2	0,8
33--34	0,6	0,4
34--35	0,8	0,4

35--36	0,9	0,4
36--39	0,9	0,4
37--38	0,9	0,4
38--39	0,9	0,4
39--39	1,4	0,4
39--45	1,4	0,5
40--41	0,6	0,4
41--42	0,6	0,4
42--43	0,7	0,4
43--44	0,9	0,4
44--45	0,9	0,4
45--45	1,8	0,6
45--46	1,8	0,6
46--48	1,8	0,6
48--49	1,8	0,6
49--50	1,8	0,6
50--51	2	0,8
51--54	2	0,8
52--53	0,5	0,4
53--54	0,6	0,4
54--78	2	0,8
48--69	0,8	0,4

69--70	0,7	0,4
70--71	0,7	0,4
71--72	0,8	0,4
72--76	0,9	0,8
73--74	0,7	0,4
74--75	0,9	0,4
75--76	1	0,6
76--77	1,2	0,8
77--78	1,2	0,7
78--79	2	0,8
79--80	2	0,8

Tableau III.43 : Comparatif Zone C

Zone C		
Tronçon	D Suggéré	D actuel
55--56	0,6	0,3
56--57	0,8	0,5
57--66	0,9	0,5
58--61	0,7	projeté
59--60	0,5	projeté
60--61	0,7	projeté
61--62	1	0,3

62--66	1	0,3
63--64	0,4	0,3
64--65	0,6	0,3
65--66	0,6	0,3
66--67	1,4	0,3
67--68	1,4	0,8

Tableau III.44 : Comparatif Zone D

Zone D		
Tronçon	D Suggéré	D actuel
81--81	0,6	0,4
81--85	0,6	0,4
82--85	0,5	0,4
83--84	0,5	0,4
84--85	0,5	0,5
85--86	1	0,5
86--87	1	0,8
87--88	1,2	0,8
88--89	1,2	0,8

Tableau III.45 : Comparatif Zone E

Zone E		
Tronçon	D suggéré	D actuel
93--94	0,8	projeté
94--96	0,8	projeté
95--96	0,6	0,5
96--97	1,2	0,5
97--98	1,2	0,5
99--100	0,8	projeté
100--102	0,9	projeté
101-102	0,9	0,5
102--103	0,9	0,5
103--104	1	0,5
104--98	1,4	0,5
98--105	1,6	0,8
105--106	2	0,8
106--108	2	0,8
107--108	0,6	0,4
108-dev	2	

Tronçon	D suggéré	D actuel
---------	-----------	----------

109--110	0,7	0,4
110--111	0,7	0,4
111--112	0,9	0,4
112--113	0,9	0,6
113--114	1	0,6
114--115	1,2	0,6
115--116	1,4	0,6
116--120	1,4	0,6
117--118	0,6	0,6
118--119	0,6	0,6
119--120	0,9	projeté
120--121	1,4	projeté
121--158	1,8	projeté

Tableau III.46 : Comparatif Zone G

Zone G		
Tronçon	D suggéré	D actuel
129--130	0,6	0,3
130--131	0,7	0,3
131--132	0,9	0,4
132--143	1	0,5
143--144	1,4	0,5

144-145	1,4	0,5
122-123	0,6	0,4
123--123	0,8	0,4
123--145	0,8	0,4
145--145	1,4	0,6
145--147	1,6	0,6
146--147	0,7	0,3
147--148	1,6	0,6
141--142	0,8	0,6
142--148	0,8	0,6
148--149	1,6	0,6
149--150	1,8	0,6

Tableau III.47 : Comparatif Zone H

Zone H		
Tronçon	D suggéré	D actuel
124--125	0,5	0,3
125--126	0,7	0,4
126--127	0,9	0,4
127--128	0,9	0,4
128--134	0,9	0,4
132''--133	0,7	0,4

133--134	1,2	0,4
134--135	1,2	0,4
135--136	1,2	0,4
136--137	1,2	0,4
137--138	1,8	0,4
138--139	1,8	0,4
139--140	1,8	0,4

Tableau III.48 : Comparatif Zone I

Zone I		
Tronçon	D suggéré	D actuel
151--152	0,7	projeté
152--153	0,9	projets
153--157	0,9	projeté
154--155	0,9	projeté
155--156	1	projeté
156--157	1,2	projeté
157--158	1,2	prote

Tableau III.49 : Comparatif Zone J

Zone J		
Tronçon	D suggéré	D actuel
159--160	0,7	0,5
160--161	0,9	0,5
161--162	1	0,5
162--180	1	0,5
163--164	0,7	0,3
164--165	0,9	0,3
165--166	1,2	0,3
166--167	1,2	0,3
167--168	1,2	0,3
168--169	1,2	0,3
169--170	1,7	0,4
170--180	1,7	0,4
180--184	1,7	0,5
181--182	0,3	0,3
182--183	0,5	0,5
183--184	0,6	0,5
184--185	1,6	0,6

Chapitre IV :
Pose de canalisation

Chapitre IV :

Pose de canalisation

Après la phase d'étude on passe à la réalisation du projet, cette dernière est dans la majorité des cas confiée à un entrepreneur spécialisé, le financement étant assuré par le maître d'ouvrage. Ce dernier, ou son délégué (maître d'œuvre), doit surveiller lors de l'exécution que les travaux sont bien réalisés conformément aux prescriptions contenues dans les documents contractuels ainsi qu'aux règles de l'art.

IV.1. Conditions d'implantation des réseaux

L'implantation des réseaux est étudiée en donnant aux canalisations amont des pentes permettant l'auto-curage. La pente minimale souhaitable est de 0,003 mètre par mètre.

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 relevés.

Par ailleurs, cette profondeur doit être faite de façon que le recouvrement soit compatible avec le type d'ouvrage envisagé et la nature des charges à supporter [20].

IV.2. Conditions d'écoulement et de dimensionnement

L'écoulement en assainissement est gravitaire dans la mesure du possible, donc il est tributaire de la topographie du terrain naturel, la vitesse de cet écoulement ne doit pas être érosive, au même temps il doit assurer l'autocurage.

Pour l'autocurage il faut assurer une vitesse minimale de 0.6 m /s pour le (1/10) du débit de pleine section, et une vitesse de 0.3 m / s pour le (1/100) de ce même débit

Si les conditions d'autocurage ne sont pas satisfaites il faut prévoir soit la mise en place de chasses automatiques, soit, l'utilisation périodique d'engins du curage.

À 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 a conduits à poser des limites supérieures aux vitesses admissibles.

Donc, il est déconseillé de dépasser des vitesses de l'ordre de (4 à 5) m / s à pleine section.

Si la pente du terrain est trop forte, il y aura lieu de ménager des décrochements dans le profil en long des ouvrages par l'introduction des regards de chute [20].

IV.3. Emplacement des canalisations

Dans les rues de moins de 15m de largeur, les conduites sont placées en général dans l'axe de la chaussée, les branchements d'immeubles ont de ce fait la même longueur.

Dans les rues plus larges, la pose d'un égout sous chaque trottoir s'impose.

Dans le système séparatif, il n'est, cependant, posé en général, qu'une seule canalisation d'eaux pluviales en fouille commune avec une des canalisations d'eaux usées [20].

IV.4. Exécution des travaux :

Les principales opérations à exécuter pour la pose des canalisations sont :

- Vérification, manutention des conduites ;
- Décapage de la couche du goudron (si elle existe) ou celle de végétation ;
- Emplacement des jalons des piquets ;
- Exécution des tranchées et des fouilles pour les regards ;
- Aménagement du lit de pose ;
- La mise en place des canalisations en tranchée ;
- Assemblage des tuyaux ;
- Faire les essais d'étanchéité pour les conduites et les joints ;
- Construction des regards ;
- Remblai des tranchées ; [20].

V.4.1.Vérification, manutention des conduites :

Les produits préfabriqués font l'objet sur chantier de vérification portant sur :

- Les quantités ;
- L'aspect et le contrôle de l'intégrité ;
- Le marquage en cas de défaut ;

Précautions : Les conduites sont posées sans brutalité sur le sol où dans le fond des

tranchées et ne doivent pas être roulées sur des pierres ou sur le sol rocheux, mais sur des chemins de roulement.

IV. 4.2. Décapage de la couche végétale :

Le décapage de cette couche se fait par un bulldozer.

Le volume de la couche décapée est :

$$V = b.h.L \text{ (m}^3\text{)} \dots\dots\dots \text{(VII-1)}$$

Avec :

b : largeur de la couche végétale (m)

h : hauteur de la couche (m)

L : longueur total des tranchées (m).

Si la tranchée est ouverte sous les voies publiques, le décapage est fait avec soin sans dégradation des parties voisines.

IV.5. Emplacement des jalons des piquets :

Suivant les tracés du plan de masse, les jalons des piquets doivent être placés dans chaque point d'emplacement d'un regard à chaque changement de direction ou de pente et à chaque branchement ou jonction de canalisation.

IV.6. Exécution des tranchées et des fouilles pour les regards :

Pour faire l'exécution d'un fond de fouille on doit tenir compte de la pente du profil en long. L'angle de talutage et en fonction de la nature du terrain.

a)-largeur du fond de la tranchée :

La largeur d'ouverture de tranchée est obtenue par la formule :

$$B = d + (2*0,3)(m) \dots\dots\dots \text{(VII-2)}$$

Avec :

B : largeur de la tranchée (m)

d : diamètre de la conduite (m)

b)-profondeur de la tranchée :

La profondeur de la conduite doit permettre la réalisation correcte des branchements

particuliers, empêcher toute intercommunication avec les autres conduites.

La profondeur de la tranchée est :

$$H = e + d + h \text{ (m)(VII-3)}$$

Avec :

H : profondeur de la tranchée. (m)

e : hauteur de lit de pose. (m)

d : diamètre de la conduite. (m)

h : la hauteur du remblai au dessus de la conduite [09].

IV.7. Aménagement du lit de pose :

Les conduites doivent être posées sur un lit de pose de 0,1 m d'épaisseur qui se compose généralement de sable bien nivelé suivant les côtes du profil en long.

Mais si les terrains sont peu consistants, le fond des tranchées sera consolidé Chaque tuyau repose sur deux briques placées sur ce fond, le vide doit être rempli de sable.

Pour les mauvais terrains on opte pour des dalles en béton [09].



Figure IV.1 : compactage du lit [24]

IV.8. la mise en place des canalisations :

La mise en place des conduites répond aux opérations suivantes :

- Les éléments sont posés à partir de l'aval et l'emboîture des tuyaux est dirigée vers l'amont ;
- Chaque élément doit être posé avec précaution dans la tranchée et présenté dans l'axe de l'élément précédemment posé ;
- Les tuyaux sont posés avec une pente régulière entre deux regards ;
- Avant la mise en place, il faut nettoyer le lit des tranchées ;
- Le calage soit définitif par remblai partiel, soit provisoire à l'aide des cales ;
- A chaque arrêt de travail, les extrémités des tuyaux non-visibles sont provisoirement obturées pour éviter l'introduction des corps étrangers [09].

IV.8.1. assemblage des conduites :

Les joints des conduites circulaires à emboîtement sont effectués à l'aide d'une bague renforcée d'une armature et coulée sur place à l'intérieur d'un moule.

VII-8.2.Remblais des tranchées :

Après avoir effectué la pose des canalisations dans les tranchées, on procède au remblaiement par la méthode suivante :

- L'enrobage de (10: 15 cm) au-dessus de la génératrice supérieure de la conduite,
- A l'aide des engins on continue à remblayer par des couches successives de 0,25 m compactées l'une après l'autre. Pour cette étape on utilise la terre des déblais ;

Pour que les conduites résistent aux forces extérieures dues à des charges fixes et mobiles et au remblai il faut choisir des matériaux qui garantissent la résistance à ce dernier [09].



Figure IV.2 : Pose de canalisation [24]

Conclusion

Conclusion

A la fin de ce travail, nous avons essayé de consolider et de mettre en pratique toutes les connaissances théoriques acquises en matière d'hydraulique urbaine notamment en assainissement.

Donc, on peut conclure que 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 notre agglomération de Sebdo, l'évaluation des débits des eaux pluviales s'est faite par la relation de la méthode rationnelles, les débits 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).

A terme de l'étude la ville de Sebdo à une surface 956,87 ha et un réseau d'assainissement dimensionné a une longueur totale de 36720,26 m. Dix réseaux de collecte ont été proposés et dimensionnés suite à la subdivision de la zone en 10 zones urbaines selon les conditions locales (topographie, densité de population, ...) et pour profiter de l'existence de deux Oueds les réseaux seront connectés à une ligne de déversement équipée de déversoirs d'orage et acheminera les eaux vers la station d'épuration à prévoir. Les déversoirs d'orage assureront des déversements partiels (70% de l'eau). Ce qui a permis un gain au dimensionnement de cette ligne et un soulagement de STEP à projeter. Le réseau de Sebdo sera réalisé avec des conduites en béton dont les diamètres varieront entre 300mm et 2000mm ; tous les tronçons ont des vitesses d'écoulement favorables ($>0.6\text{m/s}$ et $<4\text{m/s}$) et satisfaisant les conditions d'autocurage.

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).

Bibliographie

[01] Deutsch J. C.& Tassin B., 2000, Instruction technique relative aux réseaux d'assainissement des agglomérations, Edition Ecole Nationale des Ponts et Chaussées Paris Tech (ENPC).

[02] AMARI N,2004, *Contribution à l'étude du modèle conceptuel Muskingum-Cunge de calcul de l'onde de crue par la méthode des différences finies*, P.E.F d'Ingénieur en hydraulique urbaine, Ecole nationale supérieure de l'hydraulique ARBAOUI Abdallah, Blida.,

[03] TOURABI R, 2015, Etude d'un réseau d'assainissement de l'UC 08 flanc nord Chetouane –Tlemcen, Projet de fin d'étude pour l'obtention du diplôme master en hydraulique; Université Abou Bekr Belkaid; Tlemcen

[04] 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

[05]Messaoudi M, 2015, Proposition et dimensionnement d'un Réseau d'Assainissement pour le quartier 125 Logements –Remchi, Projet de fin d'étude pour l'obtention du diplôme master en hydraulique; Université Abou Bekr Belkaid; Tlemcen

[06] BELHOCINE A., 2002, Diagnostic du réseau d'assainissement de la ville de Cherrhell (W.TIPAZA), P.E.F d'Ingénieur en hydraulique urbaine, Ecole nationale supérieure de l'hydraulique ARBAOUI Abdallah, Blida.,

[07] BAKHTI Z, 2008, DIAGNOSTIC ET EXTENSION DU RESEAU D'ASSAINISSEMENT DE LA VILLE DE DJOUAHER), P.E.F d'Ingénieur en hydraulique urbaine, Ecole nationale supérieure de l'hydraulique ARBAOUI Abdallah, Blida.,

[08]] Haddad Ali; 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.

[09] AKROUCHE E, 2008, Etude de la réhabilitation de réseau de L'assainissement de la ville de BOUFARIK (W. Blida), P.E.F d'Ingénieur en hydraulique urbaine, Ecole nationale supérieure de l'hydraulique ARBAOUI Abdallah, Blida.,

[10] règlement-assainissement-collectif-def-prescriptions-techniques

[11]DERAIS S , 2005, Etude de renvention et d'extension du réseau d'assainissement de la ville de chebli (W.Blida), P.E.F d'Ingénieur en hydraulique urbaine, Ecole nationale supérieure de l'hydraulique ARBAOUI Abdallah, Blida.,

[12] Espace d'information hydraulique, Hydraulique Urbaine, Etude et Chantier, <http://hydrauliqueformation.blogspot.com/2013/07/deversoir-dorage.html> (Consulté le 01/05/2016)

[13] Sidi rached , **2008**, Etude du reseau d'assainissement de la ville de sidi rached (Tipaza) , P.E.F d'Ingénieur en hydraulique urbaine, Ecole nationale supérieure de l'hydraulique ARBAOUI Abdallah, Blida.,

[14] DERAIS S, 2005., Etude de rénovation et d'extension Du réseau d'assainissement de la Ville de Chebli, Mémoire d'ingénieur d'état en hydraulique ; école nationale supérieure de l'hydraulique Abdallah Arbaoui. Blida.

[15]) AIDI K, 2005., Etude du réseau d'assainissement de la commune Sed (W. DJELFA) , Mémoire d'ingénieur d'état en hydraulique ; école nationale supérieure de l'hydraulique Abdallah Arbaoui. Blida

[16] Souad A.,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.

[18] **SAVANE M., 2012**, Dimensionnement des réseaux d'AEP et d'assainissement de la localité de M'sala commune de Chétouane, Mémoire de Master en hydraulique « eau, sol et aménagement » option : espace urbain. Université Abou Bekr Belkaid, Tlemcen.]

[19] **Brière F.G., 2000**, Distribution et collecte des eaux, Edition Presses internationales Polytechnique Canada.

[20] **BOUAICHI I., 2005**, Rénovation du réseau d'assainissement de la ville de Boudouaou (w. de boumerdes). ECOLE NATIONALE SUPERIEURE DE L'HYDRAULIQUE

[21] **Bureau d'études HYDEX-CONSULT. 2007** : Etude du schéma directeur d'assainissement de Sebdou, mission 1, étude préliminaire, Oran.

[22].**POS sebdou**[23] Bouchelkia Hamid ; 2015., «d'assainissement urbaine».cours master 02 hydraulique; option: eau, sol et aménagement; Université Abou Bekr Belkaid; Tlemcen.

[24] Conception d'un réseau collectif

Résumé :

L'agglomération de Sebdo d'un réseau d'assainissement défectueux, vu que les collecteurs secondaires se trouvent dans un état de vieillissement avancé et de saturation, ainsi que l'envasement et les dépôts dans les regards de visite et/ ou dans les collecteurs, ce qui menacent les ressources en eau souterraine. Le but de cette étude est de rénover le réseau d'assainissement de la ville qui doit répondre aux besoins d'assainissement de l'agglomération ; afin d'améliorer le fonctionnement du système d'évacuation.

La ville de Sebdo a une surface 956,87 ha et un réseau d'assainissement dimensionné d'une longueur totale de 36720,26 m. Dix réseaux de collecte ont été proposés et dimensionnés suite à la subdivision de la zone en 10 zones urbaines. Une ligne de déversement équipée de déversoirs d'orage reprendra les eaux des zones urbaines vers la station. Tous les tronçons ont des vitesses d'écoulement favorables ($>0.6\text{m/s}$ et $<4\text{m/s}$) et satisfaisant les conditions d'autocurage.

Mots clés : Assainissement ; Sebdo ; Station ; écoulement ; réseau

ملخص:

إن تجمع بلدية سبدو يعرف حالياً نضام ري متدهور في قنوات صرف المياه هذا التدهور يمس قنوات الصرف بسبب قدم هذه القنوات والترسبات الموجودة فيها والذي يهدد طبعا منابع المائية الباطنية.

الهدف من هذه الدراسة هو تحديث وتجديد القنوات والمنشآت الملحقة لها، التي يجب أن تلبى حاجيات الصرف للتجمع بغرض تحسين سير نظام الصرف

مدينة سبدو بمساحة 956,87 هكتار و شبة صرف المياه بطول متر 36720,26

10 قنوات صرف مقترحة تقسيم المنطقة 10 في المناطق الحضرية. خط تفريغ مجاري ينقل المياه الي محطة التصفية كل الأقسام معدلات تدفق مواتية ($< 0.6\text{ م/ثانية}$ و $> 4\text{ م/ث}$) واستيفاء شروط التطهير الذاتي.

كلمات مفتاحية: ري, صرف المياه , سبدو , محطة التصفية, التطهير الذاتي

Abstract:

The agglomeration of Sebdo a difectueux sewerage, as the secondary collectors are in an advanced state of saturation and aging, as well as siltation and deposits in business looks and / or collectors which threaten groundwater resources. The aim of this study is to renovate the sewer system of the city to meet the sanitation needs of the urban area; to improve the functioning of the drainage system. City Sebdo to a surface and a 956.87 ha sized sewage network with a total length of 36,720.26 m. Ten collection systems have been proposed and dimensioned following the division of the area in 10 urban areas. A fitted spill line storm spillways will resume the watfrom urban areas to the station. All sections have favorable flow rates ($> 0.6\text{ m / s}$ and $< 4\text{ m / s}$) and satisfying the conditions of self-cleansing.