

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
République Algérienne Démocratique et Populaire
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Centre Universitaire Abdelhafid Boussouf -Mila
Institut des Sciences et de Technologie
Département de Sciences et Technologie



N° Réf :.....

Projet de Fin d'Etude préparé En vue de l'obtention du diplôme
de MASTER
Spécialité : Hydraulique urbaine

**Etude du réseau d'assainissement de la ville d'Ain
Beida Ahriche W. De Mila**

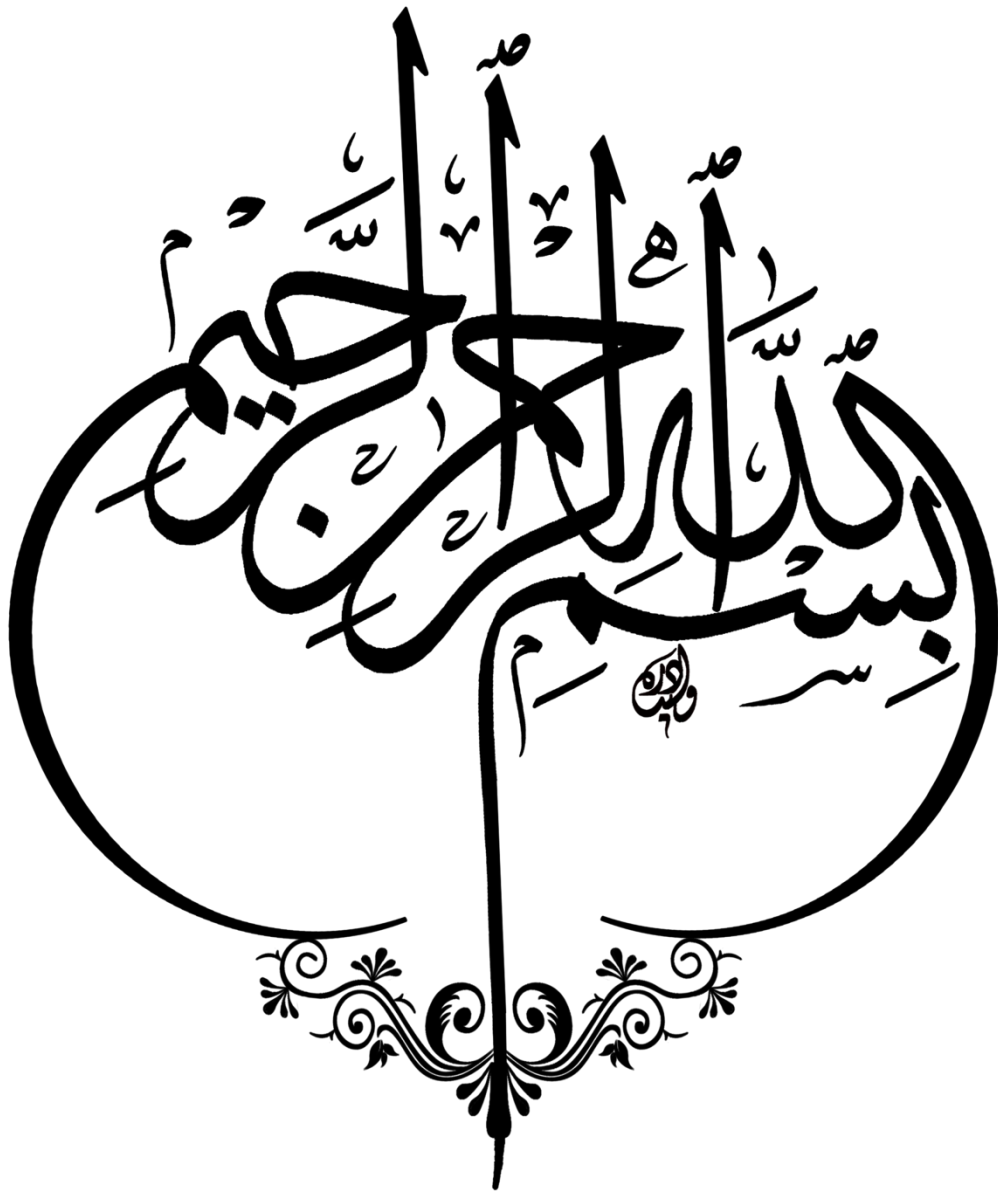
Réalisé par :
- BOUGHAZI Manel

Soutenu devant le jury :

M. YAHIAOUI. Khemissi
M. KABOUR Abdesselam
M. KHELALFA Mohamed

Président
Examineur
Promoteur

Année universitaire : 2019/2020



Dédicace

Je remercie Dieu Tout-Puissant, le Tout-Puissant, ma aider à accomplir cette humble œuvre qui a été notre succès entre ses mains, et je dédie le fruit de cet effort à :

A qui Dieu a immortalisé sa mention dans le Coran, elle sera récitée jusqu'à ce que le Jour du Jugement et du Ciel soit placé sous ses pieds, A ma chère mère HALIMA, Dieu prolongera sa vie.

Aux généreux qui m'ont appris son idéalisme et son humilité, à mon cher père ABD AZIZ, que Dieu prolonge sa vie.

Aux bougies éclairantes de la maison, chers frères Aymen et Newfel

Ma soeur HANA,

A tous mes amis.

A tous mes enseignants depuis mes premières années d'études.

A ma promotion de Master Hydraulique 2020.

A tous ceux que la plume a oubliés et que le cœur n'a pas oubliés.

MANEL



Remerciements

Je tiens, d'abord à remercier en premier lieu et avant tout,

Notre DIEU le tout puissant qui nous a donné la force et la patience

Pour effectuer le présent travail.

Je remercie mes très chers parents

Soutiensleurs patiences.

Je souhaite également exprimer ma gratitude aux personnes qui

M'ont aidé à effectuer ce travail

Et notamment mon encadreur :

KHELALFA .M Pour son suivi et ses conseils,

Et Ingénieure KAMAL et prof Masbah Rabah

Durant l'évolution de ce travail.

Ainsi qu'à tous les enseignants et personnel administratif du département

D'hydraulique de centre universitaire ABDELHAFID BOUSSOUF-

MILA.

A tous mes amis proches et à toute la promotion

2015 de l'hydraulique.

En fin, un grand merci à toute personne m'ayant aidé et guidé pour la

Réalisation de Cette étude.



Nomenclature

Symboles et unités :

Q :	Débit maximum d'eau pluvial	(m ³ /s)
A :	Air du bassin	(ha)
C :	Coefficient de ruissellement	(-)
I :	Intensité de la pluie	(mm/h)
K :	Coefficient d'expression.....	(-)
U :	Coefficient d'expression	(-)
v :	Coefficient d'expression.....	(-)
W :	Coefficient d'expression	(-)
Q(F) :	Débit de fréquence de dépassement F	(m ³ /s)
i(t, F) :	L'intensité maximale de la pluie de durée.....	(mm)
I :	Pente moyenne du bassin versant	(m /m)
A :	Superficie du bassin versant.....	(ha)
L_j	Long cheminement hydraulique	(m)
I_i :	Pentes du bassin	(m /m)
A_{imp} :	Surface de la partie imperméable.....	(ha)
A :	Surface totale du bassin versant.....	(ha)
V :	Vitesse d'écoulement	(m/s)
R_h :	Rayon hydraulique	(m)
S :	Section mouillée.....	(m ²)
P :	Périmètre mouille	(m)
I :	Pente de l'ouvrage	(m.p.m)
C :	Coefficient pour lequel on adopte celui donne par la formule de BAZI	(-)
γ :	Coefficient d'écoulement qui varie suivant les matériaux utilises et la nature des eaux transportées.	(-)

K :	Coefficient de Manning – Strickl.....	(-)
I :	Pente longitudinale de l'ouvrage	(m/m)
Qc :	Débit capable de l'ouvrage	(m ³ /s)
Tmin:	Température minimale.....	(c°)
Tmax:	Température maximale.....	(c°)
Tmoy:	Température moyenne	(c°)
im :	Intensité moyenne	(mm/h)
h :	Hauteur de pluie tombée pendant la durée t	(mm)
P max j:	Hauteur des pluies maximales journalières	(mm)
N :	Nombre d'année d'observation.....	(-)
$\overline{Pmax,j}$:	Pluies journalières maximales interannuelles	(mm)
Y :	Variable réduite de GUMBEL.....	(-)
X :	Précipitation maximale journalière.....	(mm)
X₀:	Ordonnée à l'origine	(mm)
m :	Numéro d'ordre.....	(-)
n:	La taille de la série	(-)
$\overline{\log x}$:	La moyenne de la série Log xi.....	(-)
Slogx:	Ecart type de la serie Log xi	(-)
μ:	Variable réduite de GAUSS.....	(-)
It (p%) :	Intensité moyenne de précipitation pour une averse de fréquence (p%)	(mm /h)
I24 (p%):	Intensité moyenne de précipitation pour une journée de fréquence (p%)	(mm /h)
t :	Durée de l'averse	(heure)
b :	Exposant climatique de la région.....	(-)
P_f :	Population future.....	(hab)
P_{act} :	Nombre d'habitants actuels.....	(hab)
T :	Taux d'accroissement annuel moyen	(-)

n :	Nombre d'années entre les deux périodes (25ans) (-)
Q_{moy,j,d} :	Débit moyen journalière rejeté(l /s)
D :	Dotation journalière prise égale (l/j hab)
N :	Nombre d'habitants à l'horizon étudié(hab)
Q_{pte} :	Débit de pointe (l/s)
K_p :	Coefficient de pointe (-)
Q :	Débit d'eau de ruissellement (l / s)
I :	Intensité de précipitation (l / s / ha)
Q_{sp} :	Débit spécifique(m ³ /s)
Q_{max EU} :	Débit maximum d'eau usée(m ³ /s)
L :	Longueur linéaire totale du réseau (m)
I :	Pente de la conduite d'après le profil en long(m/ml)
R_q :	Rapport des débits (-)
R_H :	Rapport des hauteurs (-)
R_v :	Rapport des hauteurs (-)
b :	Largeur de la couche végétale..... (m)
h :	Hauteur de la couche (m)
L :	Longueur total des tranchées (m)
B :	Largeur de la tranchée..... (m)
d :	Diamètre de la conduite (m)
H :	Profondeur de la tranchée (m)
e :	Hauteur de lit de pose (m)
d :	Diamètre de la conduite (m)
h :	Hauteur du remblai au-dessus de la conduite (m)

Sommaire

Remerciements	I
Dédicaces	II
Sommaire	IV
Liste des tableaux	VIII
Liste des figures	X
Résumé	XIII
ملخص	XIII
Abstract	XIV
Introduction générale	1

Chapitre I : Généralité

Introduction	2
I.1. Différents systèmes des réseaux d'assainissement	2
I.1.1. Système séparatif	2
I.1.2. Système unitaire	2
I.1.3. Système mixte	3
I.1.4. Système pseudo séparatif	3
I.2. Choix du système d'évacuation	4
I.3. Schémas d'évacuation	4
I.3.1. Schéma perpendiculaire	4
I.3.2. Schéma par déplacement latéral	5
I.3.3. Schéma de collecteur par zones étagées	5
I.3.4. Schéma radial	5
I.3.5. Schéma à collecte transversale oblique	5
I.4. Les grands ouvrages d'assainissement	7
I.5. Évaluation des débits des eaux à évacuer	8
I.5.1 Les différentes méthodes d'évaluation des débits des eaux pluviales	8
I.5.1.1 La méthode rationnelle	8
I.5.1.2 Méthode superficielle (model de Caquot)	8
I.6. Formules utilisées dans la conception de l'assainissement	11

I.6.1. Formules de CHEZY (Écoulement uniforme)	11
I.6.2. Réseau des eaux usées en système séparatif	11
I.6.3. Réseaux pluviaux en système unitaire	12
I.6.4. Formule de Manning-Strickler	12
I.7. Les abaques utilisés dans l'instruction technique	13
Conclusion	13

Chapitre II : Présentation de la région d'étude

Introduction	14
II.1. Présentation de la ville	14
II.1.1. Situation géographique	14
II.1.1.1. Localisation de la ville d'Ain Beida.....	14
II.2. Situation physique	16
II.3. Facteur climatique	16
II.4. Température	16
II.5. Le relief	17
II.6. Hydrographie	17
II.7. La chute de pluies	18
II.8. Situation sismique	18
Conclusion	19

Chapitre III : Etude hydrologique

Introduction	20
III.1. Généralités sur les précipitations.....	20
III.1.1. Les averses	20
III.1.2. Choix de la période de retour	20
III.2. Détermination de l'intensité moyenne de précipitation	21
III.3. Analyse des données pluviométriques	23
III.4. Choix de la loi d'ajustement	23
III.4.1. Ajustement à la loi de Gumbel	24
III.4.1.1. Calcul des paramètres de l'ajustement de la loi e Gumbel	24
III.4.2. Ajustement à la loi de Galton	27
III.4.2.1. Calcul des paramètres d'ajustement à la loi de GALTON	28

III.4.3. Calcul de la valeur de l'intensité de la pluie de courte durée et de période de retour de 10 ans	30
Conclusion	31

Chapitre IV : Evaluation des débits des eaux usées et pluviales

Introduction	32
IV.1. Evaluation des débits des eaux usées	32
IV.1.1. Nature des eaux usées à évacuer	32
IV.1.1.1. Les eaux usées d'origine domestique	32
IV.1.1.2. Les eaux des services publics	32
IV.1.1.3. Les eaux usées industrielles	33
IV.1.2. Estimation des débits des eaux usées	33
IV.1.2.1. Estimation du débit d'eau usée domestique.....	33
IV.1.2.1.1. Évaluation du débit moyen journalier domestique	34
IV.1.2.1.2. Évaluation des débits de pointe	35
IV.1.2.2. Évaluation du débit des eaux usée des équipements scolaires	35
IV.1.2.3. Évaluation du débit des eaux usée des équipements sanitaires	36
IV.1.2.4. Évaluation du débit des eaux usée des équipements culturels et sportif	36
IV.1.2.5. Évaluation du débit des eaux usée des équipements administratif	36
IV.1.2.6. Évaluation du débit des eaux usée des équipements commerciaux	37
IV.1.2.7. Tableau récapitulatif	37
IV.2. Estimation des eaux pluviales	38
IV.2.1. Formule rationnelle	38
Conclusion	38

Chapitre V : Calcule hydraulique du réseau d'assainissement

Introduction	39
V.1. Conception du réseau	39
V.2. Dimensionnement du réseau d'assainissement	40
V.2.1. Conditions d'écoulement et de dimensionnement	40
V.2.2. Mode de calcul	40
V.2.2.1. Calcul du débit spécifique	41
V.2.2.1. Calcul des paramètres hydrauliques des conduites	41
V.2.2.1.1. La vitesse pleine section V_{ps}	41

V.2.2.1.2. Le débit à pleine section	42
V.2.2.1.3. Rapports des débits (Rq), Hauteurs (RH), et vitesse(Rv)	42
Conclusion	43

Chapitre VI : Les ouvrages et les éléments du réseau d'égout

Introduction	50
VI.1. Les ouvrages principaux	50
VI.1.1. Les canalisations	50
VI.1.2. Type de canalisation	50
VI.1.2.1. Conduites en béton non armé	50
VI.1.2.2. Conduites en béton armé	51
VI.1.2.3. Conduites en amiante – ciment	51
VI.1.2.4. Conduites en grés	51
VI.1.2.5. Conduites en chlorure de polyvinyle (P.V.C) non plastifié	52
VI.1.2.6. Les conduites ovoïdes	52
VI.1.3. Choix du type de canalisation	52
VI.1.4. Les joints des conduites en béton armé	52
VI.1.4.1. Joint type ROCLA	53
VI.1.4.2. Joint à demi-emboîtement	53
VI.1.4.3. Joint à collet	53
VI.1.4.4. Joint torique	53
VI.1.4.5. Joint à mortier de ciment	53
VI.1.4.6. Les joints plastiques	53
VI.1.4.7. Joint à double anneaux	53
VI.1.5. Les Différentes actions supportées par la conduite	54
VI.1.5.1. Actions mécaniques	54
VI.1.5.2. Actions statiques	55
VI.1.5.3. Actions chimiques	55
VI.1.6. Protection des conduites	55
VI.1.6.1. Protection contre les effets corrosifs de H ₂ S	56
VI.1.6.2. Protection contre les effets abrasifs des sables	56
VI.1.7. Essais des tuyaux préfabriqués	56
VI.1.7.1. Essai à l'écrasement	56
VI.1.7.2. Essai à l'étanchéité	56

VI.1.7.3. Essai de corrosion	57
VI.1.8. Fabrication des tuyaux	57
VI.1.8.1. Vibration	57
VI.1.8.2. Centrifugation	57
VI.1.9. Classification des tuyaux	58
VI.2. Les ouvrages annexes	58
VI.2.1. Ouvrages normaux	58
VI.2.1.1. Les branchements	58
VI.2.1.2. Ouvrages des surfaces	58
VI.2.1.2.1. Les ouvrages des surfaces et de transport	59
VI.2.1.2.2. Les bouches d'égout	59
VI.3. Ouvrages d'accès au réseau (les regards)	59
VI.3.1. Regard de jonction.....	59
VI.3.2. Regard latéral	60
VI.3.3. Regard double	60
VI.3.4. Regard toboggan	60
VI.3.5. Regard de chute	60
VI.3.6. Regard de visite	60
VI.3.7. Regard de ventilation	60
VI.3.8. Regard de chasse	61
Conclusion.....	63

Chapitre VII : Organisation de chantier

Introduction	64
VII.1. Les actions reçues par la conduite	64
VII.2. Les informations sur les réseaux publics existants	64
VII.3. Exécution des travaux	65
VII.3.1. Vérification, manutention des conduites	65
VII.3.2. Décapage de la couche végétale.....	65
VII.3.3. Emplacement des jalons des piquets	66
VII.3.4. Exécution des tranchées et des fouilles pour les regards	66
VII.3.4.1. Largeur du fond de la tranchée	66
VII.3.4.2. Profondeur de la tranchée	67
VII.3.5. Aménagement du lit de pose	67

VII.3.6. La mise en place des canalisations	67
VII.3.7. Assemblage des conduites	68
VII.3.8. Construction des regards	68
VII.3.9. Les boîtes de branchement	69
VII.3.10. Remblais des tranchées	69
VII.4. Devis des travaux	70
Conclusion	71

Chapitre VIII : Gestion et exploitation du réseau d'assainissement

Introduction	72
VIII.1. Principe de la gestion des réseaux	72
VIII.2. La connaissance du réseau	72
VIII.3. Surveillance du réseau d'assainissement	73
VIII.3.1. Les caractéristiques géographiques et géométriques	73
VIII.3.2. Les caractéristiques hydrauliques	73
VIII.3.3. La surveillance d'un réseau répond à plusieurs objectifs, parmi ceux-ci on citera	73
VIII.4. Organisation de l'entretien du réseau	73
VIII.4.1. Enlèvement des dépôts	74
VIII.4.2. Détection des fuites	74
VIII.4.3. Détection des eaux parasites	74
VIII.4.5. Entretien du réseau par télévision	74
VIII.4.6. Travaux spécifiques	75
VIII.4.6.1. Désodorisation	75
VIII.4.6.2. Lutte contre la corrosion de l'H ₂ S	75
VIII.5. Exploitation du réseau	75
VIII.5.1. Technique d'exploitation du réseau	76
VIII.5.1.1. Curage mécanique des égouts visitables	76
VIII.5.1.1.1. Curage mécanique en présence d'eau	76
VIII.5.1.1.1.1. Périodicité des travaux de curage	76
VIII.5.1.1.1.2. Principe de curage	77
VIII.5.1.1.2. Curage mécanique sans présence d'eau	77
VIII.5.1.2. Curage des égouts non visitables	77
VIII.5.1.2.1. Les procédés manuels de curage	77
VIII.5.1.3. La chasse d'eau	78

VIII.5.1.3.1. Le curage par la boule	78
VIII.5.1.3.1.1. La boule flottante	78
VIII. 5.1.3.2. La boule roulante	78
VIII. 5.1.4. Le procédé hydrodynamique	78
VIII. 5.1.4.1 Cureuses hydromécaniques	78
VIII.5.1.5. Les aspiratrices	79
VIII.6. Réhabilitation du réseau	79
VIII.6.1. Le fraisage des obstacles	79
VIII.6.2. L'injection des produits colmatant	79
VIII.6.3. le tubage intérieur	80
VIII.6.4. Le gainage intérieur	80
VIII.6.5. Le chemisage extérieur	80
VIII.7. Les risques courus par les travailleurs de l'eau usée	80
VIII.7.1. Risque liés au gaz toxiques	80
VIII.7.2. Autres risques que courent ces travailleurs	80
VIII.8. Maladies liées à l'eau usée	81
VIII.9. Gestion informatique du réseau	81
VIII.10. Recommandations pour la gestion et l'exploitation de notre réseau	81
Conclusion	82
Conclusion générale	83
Bibliographie	87

Liste des tableaux

Tableau I.1 : coefficient de ruissellement.....	10
Tableau II.1 : réparation mensuelle des températures(2015)	17
Tableau II.2 : les chutes des pluies pendant les années 2005-2006.....	18
Tableau III.1 : Série d'observation de précipitations maximales journalières	22
Tableau III.2 : caractéristiques de la série pluviométrique	23
Tableau III.3 : Ajustement à la loi de Gumbel	26
Tableau III.4 : Variation de variable de Gouss en fonction de période de retour et la fréquence non dépassement	28
Tableau III.5 : Ajustement à la loi de Galton.....	29
Tableau IV.1 : L'évolution de la population	34
Tableau IV.2 : calcul les débits d'eaux usée des équipements scolaires	35
Tableau IV.3 : calcul les débits d'eaux usée des équipements sanitaires.....	36
Tableau IV.4 : calcul les débits d'eaux usée des équipements culturels et sportif.....	36
Tableau IV.5 : calcul les débits d'eaux usée des équipements administratif.....	36
Tableau IV.6 : calcul les débits d'eaux usée des équipements commerciaux	37
Tableau IV.7 : Récapitulations de l'ensemble des besoins d'équipements	37
Tableau IV.8 : Détermination des débits de pointe d'eaux usées	37
Tableau: V.1 :Calcul hydraulique du réseau d'assainissement	44
Tableau VI.1 :Caractéristiques du tuyau en béton armé.....	55
Tableau VII.1 : le devis quantitatif de notre projet	70

Liste des figures

Figure I.1 : Réseau séparatif	2
Figure I.2 : Réseau unitaire	3
Figure I.3 : Réseau pseudo séparatif	4
Figure I.4 : les différents schémas des réseaux d'assainissement.....	6
Figure I.5 : schéma synoptique de station d'épuration	7
Figure II.1 : Situation géographique de la zone d'étude.....	15
Figure II.2 : les zones de sismicité en Algérie.....	18
Figure III.1 : Ajustement à une loi de GUMBEL.....	27
Figure III.2 : Ajustement à une loi log-normale.....	30
Figure VI.1 :Différents types des joints.....	54
Figure VI.2 :Exemple d'un regard de visite.....	61
Figure VI.3 : Exemple d'un Regard de chute	62
Figure VI.4 : Exemple d'un Bouche d'égout.....	62
Figure VII.1 : Pipelayers (pose de la canalisation).....	68

Résumé

Dans les derniers temps ; on a remarqué l'apparition de plusieurs maladies suite aux problèmes de pollution qui touchent notre environnement, dont les plus fréquents sont ceux causés par le mauvais fonctionnement des réseaux d'assainissement, ce qui résulte des problèmes sanitaires aux habitants

La Daïra d'Ain Beida Ahriche est une région de moyenne densité d'habitats. Elle dispose un réseau d'assainissement en mauvais état, en plus, les eaux usées sont rejetées directement dans l'oued Bousslah sans traitement, L'accroissement de la population favorise l'ampleur des problèmes suscités.

Le but de notre travail est de projeter un réseau d'évacuation d'eaux usées et pluviales permettant de collecter toutes les eaux des différentes natures.

Abstract

We observe during the latter period the appearance of several diseases or illnesses caused by the problems of pollution which touched our environment and usually repeated by bad organization and the manager of water's channels ,that resulted the complaint of the people of this region who suffer from the bad of the latter.

The Daïra of Ain BeidaAhriche is considered as a town of citizens with an average population it has channels of water in bad condition and also this water is not purify and it is thrown directly in Oued Bousslah and the higher of population complicate the situation .

The aim of our work is that to build channel of polluted water with collecting all different kind of polluted water and purify at.

الملخص

لاحظنا في المدة الاخيرة ظهور عدة امراض نتيجة مشاكل التلوث التي مست محيطنا ناتجة عن سوء تسيير شبكات تصريف المياه القذرة' التي نتجت عنها شكاة سكان هذه المنطقة الذين يعانون من سوء هذا الأخير . تعد دائرة عين البيضاء احريش منطقة سكنية متوسطة الكثافة ومهياة بشبكة تصريف المياه القذرة في حالة سيئة اضافة الي ان هذه المياه لا تخضع للمعالجة وترمي مباشرة في واد بوصلح كما ان النمو السكاني زاد الامر تعقيدا . الهدف من عملنا هذا هو انشاء شبكة لصراف المياه القذرة تمكن من جمع كل المياه بمختلف انواعها.

Introduction générale

Introduction générale :

L'assainissement est devenu par une définition classique, une technique qui consiste à évacuer par voie hydraulique le plus rapidement possible et sans stagnation de toutes les eaux de différentes natures. L'eau ne peut pas s'écouler naturellement, elles doivent être guidées, canalisées pour être dirigées vers des émissaires ou artificiels et d'autres fois être épurées et traitées avant de prendre leur rejet définitif. L'assainissement est l'ensemble des techniques qui peuvent permettre l'évacuation hydraulique des eaux pluviales ou des eaux usées, Il existe trois catégories d'eaux usées, les eaux de précipitation, les eaux usées d'origine domestique et les eaux industrielles.

Toutes ces eaux véhiculent des matières organiques ou minérales en suspension, peut créer plusieurs problèmes au niveau des regards et les collecteurs, tel que les bouchages, les fuites et les cassures, ce qui engendrent successivement les stagnations, l'affaissement du terrain ainsi que le débordement de ces eaux usées.

Le rôle majeur de réseau d'assainissement est triple, il se peut assurer la protection contre les inondations, permettre la protection de la santé publique et préserve l'environnement contre les rejets des eaux usées.

Dans ce travail, nous avons essayé d'avoir plusieurs possibilités pour le développement de l'étude du réseau d'assainissement d'Ain Beida Ahriche. Cette étude représente un cas réel de dimensionnement d'un réseau hydraulique et une occasion d'améliorer nos connaissances et nos idées afin d'obtenir une bonne formation et d'avoir un bon paramétrage d'un système d'évacuation des eaux usées.

Chapitre I
Généralité

Introduction :

L'assainissement des agglomérations, En d'autres termes, ces instructions sont destinées à être présentes pour 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.

I.1. Différents systèmes des réseaux d'assainissement :

Un réseau d'assainissement a pour but d'évacuer les eaux usées pluviales des bâtiments vers l'égout public celui –ci peut être établi selon l'un des systèmes suivants : [1]

I.1.1. Système séparatif :

Il consiste à réserver un réseau pour l'évacuation des eaux usées domestiques et, sous certaines réserves, de certains effluents industriels alors que l'évacuation de toutes les eaux météoriques sont assurées par un autre réseau.

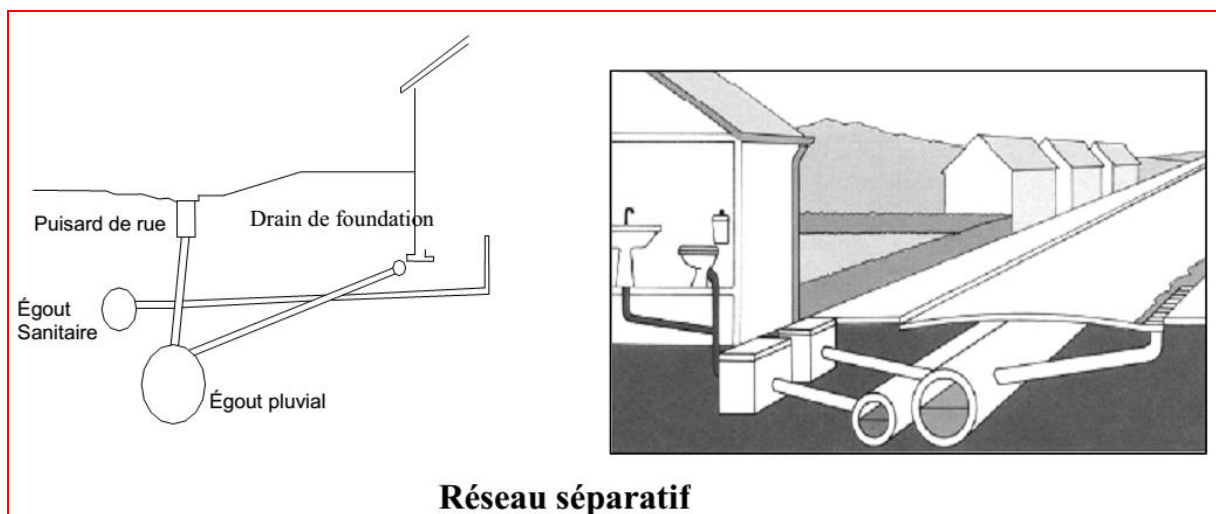


Figure I.1 : Réseau séparatif.

I.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.

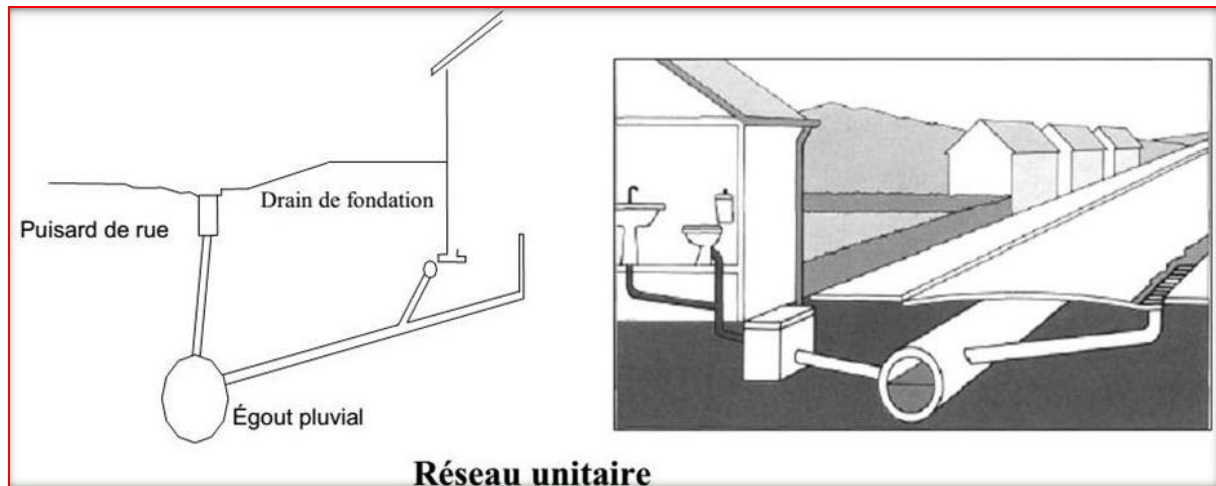


Figure I.2 : Réseau unitaire.

I.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.

I.1.4. Système pseudo séparatif :

Le système pseudo séparatif est un système dans lequel on divise les apports d'eaux pluviales en deux parties :

L'une provenant uniquement des surfaces de voirie qui s'écoule par des ouvrages particuliers des services de la voirie municipale :

Caniveaux aqueducs, fossés avec évacuation directe dans la nature.

L'autre provenant des toitures qui sont raccordées au réseau d'assainissement à l'aide des mêmes branchements que ceux des eaux usées domestiques. On recoupe ainsi les évacuations des eaux d'un même immeuble.

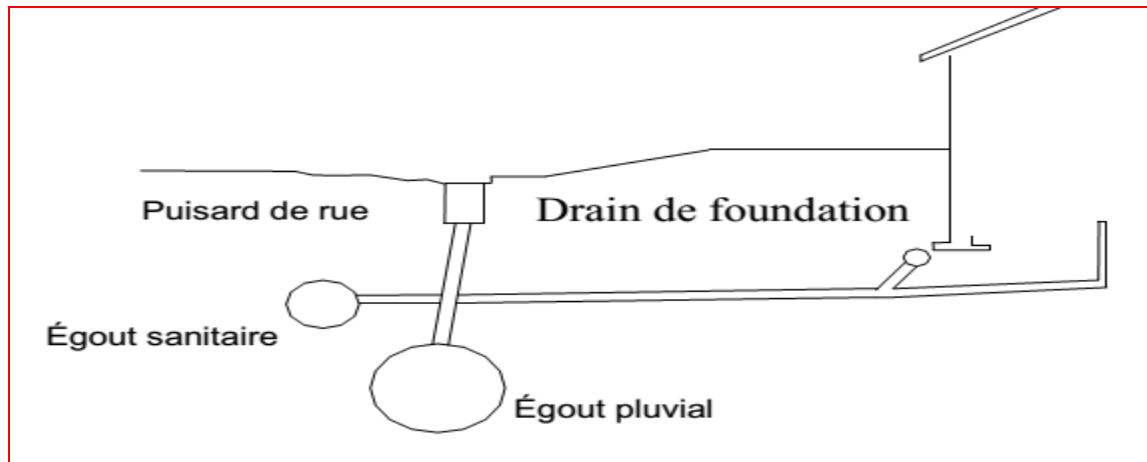


Figure I.3 : Réseau pseudo séparatif.

I.2. Choix du système d'évacuation : [2]

Les paramètres prépondérants pour le choix d'un système d'évacuation se fait en tenant compte :

- de l'urbanisation de l'agglomération et son encombrement.
- des ouvrages existants, encore utiles pour le projet.
- du cours d'eau récepteur.
- de la comparaison des variantes (système séparatif, unitaire).
- de La topographie du terrain naturel.

I.3. Schémas d'évacuation : [2]

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

I.3.1. Schéma perpendiculaire :

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

- Le schéma perpendiculaire simple.
- Le schéma perpendiculaire étagé.

I.3.2. Schéma par déplacement latéral :

On adopte ce type de schéma quand il y a obligation de traitement des eaux usées.

I.3.3. Schéma de collecteur par zones étagées :

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

I.3.4. Schéma radial :

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

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

I.3.5. Schéma à collecte transversale oblique :

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

Remarque :

Pour notre cas, en tenant compte de la structure des voiries et du levé topographie de la ville d'Ain Beida Ahriche on adopte le Schéma à collecte transversale oblique.

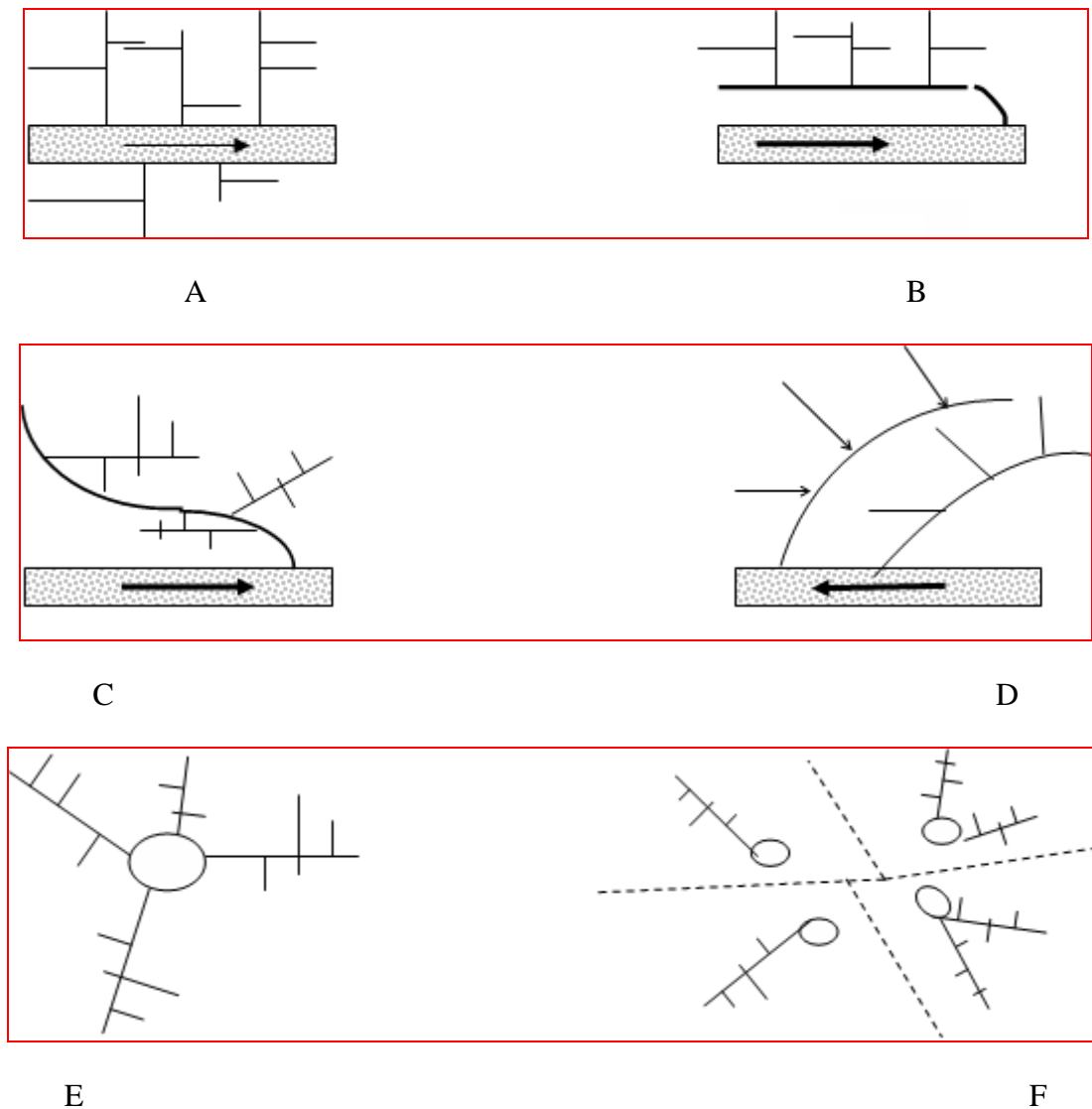


Figure I.4 : Les différents schémas des réseaux d'assainissement.

- A. Schéma perpendiculaire.
- B. Schéma par déplacement latéral ou à collecteur latéral.
- C. Schéma à collecteur transversal ou oblique.
- D. Schéma par zone étagée ou par interception.
- E. Schéma radial unique.
- F. Schéma radial par zone. [2]

I.4. Les grands ouvrages d'assainissement : [3]

✚ Station d'épuration(STEP) :

C'est une installation destinée à épurer les eaux usées domestiques ou industrielles et les eaux pluviales avant le rejet dans le milieu naturel.

Le but du traitement est de séparer l'eau des substances indésirables pour le milieu récepteur.

Une station d'épuration est généralement installée à l'extrémité d'un réseau de collecte, elle peut utiliser plusieurs principes, physiques et biologiques.

Le plus souvent, le processus est biologique car il fait intervenir des bactéries capables de dégrader les matières organiques, la taille et le type des dispositifs dépendent du degré de pollution des eaux à traiter.

Une station d'épuration est constituée d'une succession de dispositifs, conçus pour extraire en différentes étapes les différents polluants contenus dans les eaux.

La pollution retenue dans la station d'épuration est transformée sous forme de boues, la succession des dispositifs est calculée en fonction de la nature des eaux usées recueillies sur le réseau et des types de pollutions à traiter.

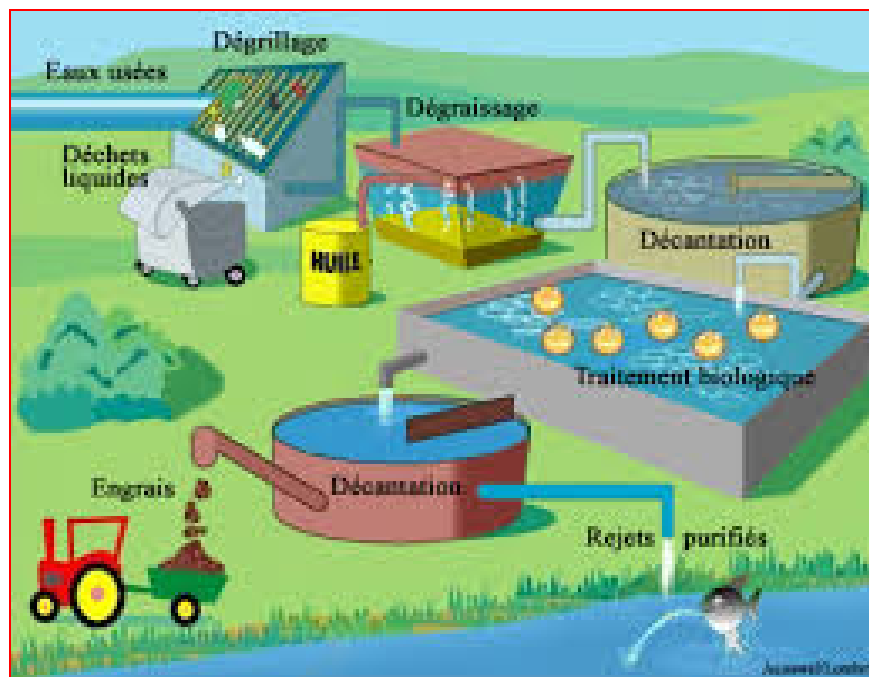


Figure I.5 : Schéma synoptique de station d'épuration.

I.5. Évaluation des débits des eaux à évacuer :

Toute étude d'un réseau d'assainissement nécessite à l'étape initiale la détermination des débits d'eaux pluviales ou d'eaux usées à évacuer.

I.5.1 Les différentes méthodes d'évaluation des débits des eaux pluviales :

I.5.1.1 La méthode rationnelle :

C'est la méthode la plus utilisée en Algérie dans la formule de base très simple :

$$Q = K \cdot C \cdot I \cdot A$$

Avec :

Q : débit maximum d'eau pluvial (m^3/s).

A : air du bassin (ha)

C : coefficient de ruissellement.

I : intensité de la pluie (mm/h)

K : coefficient de conversion des unités (coefficient de retardement ≈ 1)

Cette méthode elle valable juste pour des petites agglomérations dont la surface est inférieure ou égale à 200 ha.

I.5.1.2 Méthode superficielle (model de Caquot) :

L'expression littérale du débit provenant d'un bassin versant urbanisé pour une fréquence «F» donnée a été établie à partir des travaux de M. Caquot. Les études les plus récentes, Confirmées par des vérifications expérimentales, ont permis de fixer la valeur numérique des coefficients de cette expression. [4]

La Méthode superficielle du débit de fréquence de dépassement « F » prend l'aspect suivant :

$$Q(f) = K^{1/u} \cdot I^{1/u} \cdot C^{1/u} \cdot A^{w/u}$$

Dans laquelle les divers paramètres sont des fonctions de **a (F)** et (ou) de **b (F)** qui sont eux-mêmes les paramètres de la relation.

$$i(t, F) = a(F) \cdot t^{b(F)}$$

a et **b** sont des paramètres de MONTANNA.

$$b(F) = b-1$$

$$a(F) = P_{24}^*(T_c / 24)^{b-1}$$

K : est un coefficient d'expression

U : est un coefficient d'expression $u=1 + 0,287 b(F)$

v : est un coefficient d'expression $v= - 0,41 b(F)$

W : est un coefficient d'expression $w=0,95 + 0,507 b(F)$.

Q(F) : est le débit de fréquence de dépassement F exprimé en (m³/s);

i(t, F) : est l'intensité maximale de la pluie de durée t, de fréquence de dépassement (F), (i) est exprimé en millimètres par minute et (t) en minutes est compris entre 5 minutes et 120 minutes

I : est la pente moyenne du bassin versant (en mètres par mètre) ;

C : est le coefficient de ruissellement ;

A : est la superficie du bassin versant (en hectares);

Cette formule est valable pour des bassins versants d'allongement moyen « M= 2»

Principe de calcul :

La méthode superficielle conduit à déterminer le débit à partir des caractéristiques physiques de bassin versant.

a. La pente moyenne :

Pour un bassin urbanisé dont le plus long cheminement hydraulique « L » est constitué de tronçons successifs «L_K» de pente sensiblement constante « I_K », l'expression de la pente moyenne qui intègre le temps d'écoulement le long du cheminement le plus hydrauliquement éloigné de l'exutoire (ou temps de concentration) est la suivante :

$$I_{éq} = \left[\frac{\sum_{i=1}^N L_i}{\sum_{i=1}^N \left(\frac{L_i}{\sqrt{I_i}} \right)} \right]^2$$

Avec :

L_j : le plus long cheminement hydraulique.

I_i : pentes du bassin.

b .Allongement des bassins versant :

Selon leur disposition (en série ou en parallèle), il est caractérisé par un coefficient M tel que :

$$M = (L / \sqrt{A}) \geq 0,8$$

L : longueur (en hectomètres) du plus long cheminement hydraulique.

A : surface du bassin (en hectares).

c. Coefficient de ruissellement :

Représente Le taux d'imperméabilisation, il donné par cette formule :

$$C = A_{imp} / A$$

Avec :

A_{imp} : surface de la partie imperméable.

A : surface totale du bassin versant.

De nombreuses expériences ont été réalisées sur différents types de surface, on obtient les coefficients de ruissellement suivants :

Tableau I.1 : Coefficient de ruissellement.

Types de surface-habitation	C
Surface totalement imperméable, habitation très dense	0.9
Terrasse, habitation dense	0.7
Voie non goudronnée	0.37
Pavage (pierre) à large joint	0.6
Jardin (espace vert)	0.1
Allés en gravier, habitation résidentielle	0.2
Surface boisée, habitation peu dense	0.5

Si le bassin versant est composé de plusieurs surfaces, il faut calculer le coefficient moyen (C_{moy}).

$$C_{moy} = \frac{\sum C_i * A_i}{\sum A_i}$$

I.6. Formules utilisées dans la conception de l'assainissement :

I.6.1. Formules de CHEZY (Écoulement uniforme) :

Les ouvrages sont calculés suivant une formule d'écoulement résultant de celle de CHEZY. [5]

$$V = C\sqrt{RI}$$

Avec :

V : Vitesse d'écoulement en (m/s)

R : Rayon hydraulique avec :

$$R = S/P$$

S : section mouillée en (m²)

P : périmètre mouillé en (m)

I : Pente de l'ouvrage en (m.p.m)

C : Coefficient pour lequel on adopte celui donné par la formule de BAZIN

$$C = \frac{87}{1 + \frac{\gamma}{\sqrt{R}}}$$

γ Est un coefficient d'écoulement qui varie suivant les matériaux utilisés et la nature des eaux transportées.

I.6.2. Réseau des eaux usées en système séparatif :

Il se forme une pellicule grasse dans les ouvrages qui améliore les conditions d'écoulement. Aussi le coefficient de Bazin **γ** peut être pris égal à 0,25 en tenant compte des inégalités dans le réseau et d'éventuelles intrusions de sable ou de terre. [5]

C peut donc être représenté approximativement par l'expression :

$$C = 70.R^{1/6}$$

On obtient donc :

$$V = 70.R^{2/3}.I^{1/2}$$

Et le débit capable de l'ouvrage en (m³/s)

$$Q_c = 70.R^{2/3}.I^{1/2}.S$$

I.6.3. Réseaux pluviaux en système unitaire :

Il convient de tenir compte que des dépôts sont susceptibles de se former, ce qui conduit à admettre un écoulement sur des parois semi-rugueuses. Le coefficient de Bazin γ peut être pris à (0,46), C peut donc être représenté approximativement par l'expression :

$$C = 60.R^{1/4}$$

On obtient donc :

$$V = 60.R^{3/4}.I^{1/2}$$

Et le débit capable de l'ouvrage en (m³/s).

$$Q_c = 60.R^{3/4}.I^{1/2}.S$$

I.6.4. Formule de Manning-Strickler:

Pour les eaux usées elles données par la formule suivante :

$$C = K.R^{1/6}$$

$$V = K.R^{2/3}.I^{1/2}$$

$$Q_c = V.S = K.R^{2/3}.I^{1/2}.S$$

Avec:

K : Coefficient de Manning – Strickler.

S : Section mouillée de l'ouvrage en (m²).

P : Périmètre mouillée de l'ouvrage en (m).

R : Rayon hydraulique de l'ouvrage en (m).

I : Pente longitudinale de l'ouvrage en (m/m).

V : Vitesse de l'eau dans l'ouvrage en (m/s).

Q_c : Débit capable de l'ouvrage en (m³/s).

Valeurs courantes de K utilisées pour les études :

- Ouvrages en fonte, béton, grés, PVC, PEHD,... : K = 70 a 80.
- Ouvrages métalliques en tôle ondulée : K = 40 a 45.
- Fosses profonds engazonnes : K = 25 a 30.

I.7. Les abaques utilisés dans l'instruction technique :

Elles représentent la relation de CHEZY complétée par la formule de BAZIN, L'hypothèse est donc faite d'un écoulement uniforme.

Avec :

$$\gamma = 0,25 \text{ en eaux usées abaque ab3}$$

$$\gamma = 0,46 \text{ en eaux pluviales ou en unitaire abaque ab4}$$

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

$$R = \left(\frac{\frac{\pi d^2}{4}}{\pi d} \right) = \left(\frac{d}{4} \right)$$

Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons passé en revue différents systèmes d'évacuation, Et nous avons décidé par elle de choisir le système d'évacuation à adopter et répartir les habitants par sous bassin.

- Le système d'assainissement adopté pour la zone d'étude est le système unitaire.

Chapitre II

Présentation de la région d'étude

Introduction :

Avant tout projet d'assainissement, l'étude du site est nécessaire pour cette zone d'Ain Beida Ahriche pour connaître les caractéristiques physiques du lieu et les facteurs qui influencent sur la conception d'un projet, elle permet de rassembler toutes les caractéristiques du bassin.

II.1. Présentation de la ville :

II.1.1. Situation géographique (la carte N°01) :

L'Algérie est découpée administrativement en 48 wilaya, notre zone d'étude, d'Ain Beida Ahriche est localisée au niveau de la wilaya de MILA

Cette wilaya est limitée par :

- **Au nord :** les willayas de Jijel et Skikda ;
- **Au sud :** les willayas de Batna et Oum elbouaghi.
- **A L'ouest :** la willaya de Sétif.
- **A L'est :** la willaya de Constantine.

II.1.1.1. Localisation de la ville d'Ain Beida (la carte N 2) :

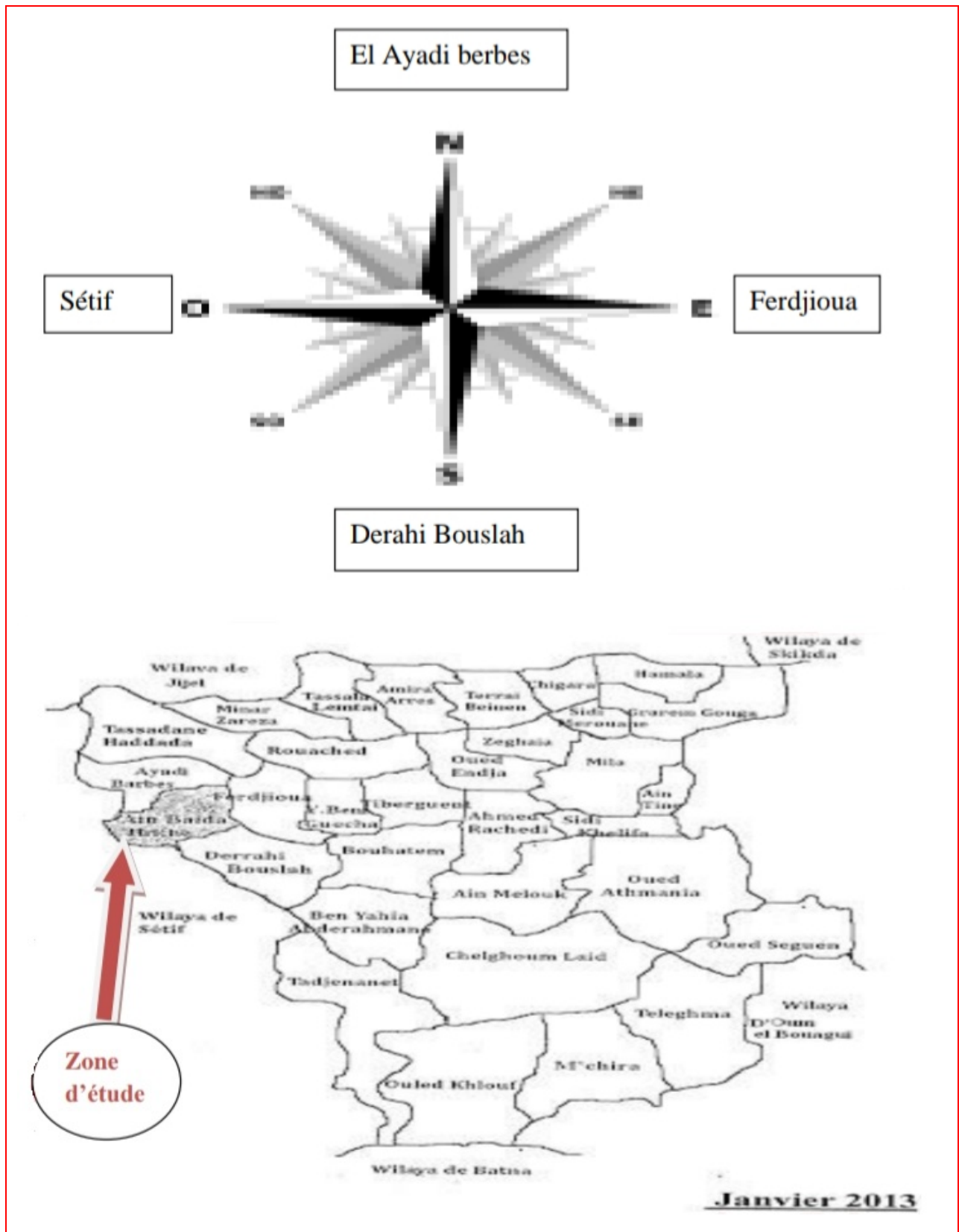
Ain Beida Ahriche est une commune issue du dernier découpage administratif de 1984, elle est située à l'ouest de la wilaya de Mila dont elle fait partie.

La commune occupe une superficie de 59.92 km² et concentre une population de 23257 habitants en 2015 (d'après l'APC d'Ain Beida Ahriche).

Le territoire communal est encadré par les communes suivantes :

- **A l'est :** la commune de Ferdjioua.
- **A l'ouest :** la wilaya de Sétif.
- **Au nord :** la commune d'El Ayadi berbes.
- **Au sud :** la commune de Derahi Bouslah.

La commune d'Ain Beida Ahriche chef-lieu de daïra issue du dernier découpage administratif est située à 40 Km du chef-lieu de la Wilaya de Mila.



(Source : Services techniques de l'APC Ain Beida Ahriche)

Figure II.1 : Situation géographique de la zone d'étude.

II.2. Situation physique :

Ain Beida Ahriche est situé à l'ouest de la wilaya de Mila et en fait partie (**Figure II.1**) ;

Du point de vu physique le relief d'Ain Beida Ahriche est formé de trois ensembles :

- L'ensemble des plaines et plateaux occupant la partie Est de la daïra et est relativement au Sud et étroit au Nord. Cet ensemble représente 9.6% de la surface totale, sa pente ne dépasse pas 5%,
- L'ensemble piémont et collines représentant 16.8% de la surface totale et s'étend du Sud au Nord avec une pente variant entre 9% et 16%.
- L'ensemble montagneux occupant le reste de la surface totale de la daïra soit 73.6%. Il est accidenté et les pentes sont trop fortes.

II.3. Facteur climatique :

La commune d'Ain Beida Ahriche se situé dans une zone de l'étage bioclimatique semi aride influencée par deux facteurs physiques majeurs a savoir la mer et la montagne ce qui a donné lieu a des disparités remarquables dans les variables climatiques de la commune :

- Les températures varient entre 4°C et 18 °C à l'hiver et entre 18 °C et 38 °C en l'été.
- Les précipitations sont variables du nord au sud influencées par la mer et les montagnes et elles varient entre 200 et 400 mm.
- Les vents dominant sont ceux du nord – ouest et du nord qui souffle pendant la période hivernale chargées d'eaux acquise d'un long parcours maritime ils sont souvent générateurs de pluies abondantes au nord.
- Les vents du sud sont de moindre importance et soufflent le plus souvent les mois de juillet et d'aout.

II.4. Température :

Le tableau **II.1** suivant nous indique les différentes températures de la région étudiée de l'année 2015.

Tableau II.1 : Répartition mensuelle des températures(2015), Station de Fedj M'zala.

Mois	jan	fév	mar	avr	Mai	juin	Juil	aout	sep	oct	Nov	Déc	moy
Tmin (c°)	2.9	3.9	5.4	7.3	10.5	15.1	17.9	12.1	16.4	11.8	6.8	3.4	9.9
Tmax (c°)	11.3	13.3	15.8	18.9	23.1	28	32.8	32.8	29.2	22.7	17	12.1	21.4
Tmoy (c°)	7.1	8.6	10.6	13.1	16.8	25.3	25.3	25.5	15.7	22.8	17	11.9	15.7

Avec :

Tmin : la température minimale.

Tmax : la température maximale.

Tmoy : la température moyenne.

D'après le tableau II.1, on constate que :

- La valeur de la température moyenne est de 15.7 c°.
- La valeur de la température moyenne maximale est enregistrée durant le mois d'aout avec une valeur de 25.5c°.
- La valeur de la température moyenne minimale est de 7.1c° pendant le mois de janvier.

II.5. Le relief :

L'hétérogénéité de relief de la commune s'perçois aussi bien dans la genèse et la morphologie que dans l'entendue qui s'étale de l'est a l'ouest débutant par une partie portion de plaines et de plateaux au faible altitude de 500 a 600 m et des pentes douce au alentour de 5% ; passant par les piémonts et collines aux surfaces plus consistantes et aux altitude plus élevées entre 620 et 670 m et des pentes plus accentues entre 9 et 16 % et qui finissent ver l'ouest par ensemble montagneux aux relief raide et qui culminent plus de 1000 m en plusieurs pics.

II.6. Hydrographie :

La commune d'Ain Beida Ahriche et délimité de part et d'autre par deux Chaabats. L'une à l'Est appelée Sebikhia et l'autre à l'Ouest appelée Sedari. Ces Chaabats constituants des affluents de l'Oued Bouselah qui passe au Nord du centre.

II.7. La chute de pluies :

La commune d'Ain Beida Ahriche est caractérisée par des chutes de pluies variées d'une année à une autre, le tableau suivant donne quelques valeurs des pluies en mm, (**Tableau II.2**).

Tableau II.2 : Les chutes des pluies pendant les années 2005-2006, Station de Fedj M'zala.

Mois	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jui	Juil	Aout	Sep	Oct	Nov	déc
2005	104.8	85.3	37.3	10.6	46.7	0	0	2.8	12.2	19.2	86.9	84.2
2006	11.8	56.7	83.5	42.2	15.7	0	0	10.5	35.3	24.1	34.9	151.8

II.8. Situation sismique :

La sismicité est un paramètre important qui doit être pris en considération lors des calculs de la stabilité des ouvrages.

Le facteur sismicité est assez conséquent dans la wilaya de Mila qui est situé dans une zone de sismicité moyen (zone IX).

La figure II.2 suivant nous indique les zones de sismicité en Algérie.



(Source : Services techniques de l'APC Ain Beida ahriche)

Figure II.2 : Les zones de sismicité en Algérie.

Conclusion :

Dans cette partie nous avons déterminé les différentes données nécessaires concernant notre région d'Ain Beida Ahriche, Sa situation géographique, situation climatique, ainsi que la situation sismique. Ces données nous serviront pour entamer notre étude du projet, Les températures moyennes varie de min 7.1 janvier à max 11.9 décembre pour la série (2015), Les précipitations varie min 0 juin et juillet à max 104.8 janvier pour la série 2005.

Chapitre III
Etude hydrologique

Introduction :

Hydrologie, science qui a pour objet l'étude de l'eau et de sa circulation sur la surface de la terre.

L'hydrologie, Il étudie l'eau dans trois cas (liquide, solide, gazeux) : l'eau liquide s'évapore, la neige se sublime ou retourne à l'état liquide, la vapeur d'eau se condense et les précipitations tombent en pluie ou en neige qui alimentent les cours d'eau et les glaciers. Ces derniers s'écoulent à la surface des continents et il renvoie l'eau à l'océan.

L'hydrologie est une science particulière car elle regroupe plusieurs différentes sciences fondamentales très diversifiées et à pour but général de répondre aux problèmes concernant la ressource en eau. L'hydrologie offre à l'ingénieur des outils d'inventaire et d'analyse des données pour répondre à des besoins soit sur le plan de la conception des éléments d'un aménagement ou sur celui de l'exploitation des systèmes.

Etant donné que le réseau d'assainissement doit pouvoir évacuer aussi bien les eaux usées domestiques que pluviales, il est très important de connaître les quantités d'une manière assez rigoureuse. Si les eaux usées découlent directement de la quantité consommée, les eaux pluviales ne sont connues qu'après avoir fait une étude hydrologique appropriée qui permettra d'estimer les débits de ruissellement.

L'estimation des débits des eaux pluviales a pour objectif de pouvoir dimensionner le réseau d'assainissement et ces ouvrages annexes (station d'épuration, déversoir d'orage, bassin de retenue, bassin piège...) ainsi que les conditions qui permettent à leur travail dans le temps.

III.1. Généralités sur les précipitations : [2]

III.1.1. Les averses :

Ce sont des pluies subites et abondantes, généralement de courte durée qui varie d'une minute à plusieurs heures. Les averses sont caractérisées par un volume important et une forte intensité par unité de temps, exigeant ainsi, un système de drainage efficace.

III.1.2.Choix de la période de retour :

La période de retour est le temps que met une averse d'une intensité donnée pour se manifester. Une pluie de période de retour de 10 ans est une pluie qui peut se manifester une fois tous les 10 ans. Pour les projets d'assainissement, nous optons généralement pour une pluie décennale. Le

choix de la période de retour est le résultat d'un compromis entre le coût du réseau d'égout, l'entretien et la protection de ce dernier contre les risques auxquels il est exposé et ceux qu'il risque de provoquer en cas d'insuffisance.

III.2.Détermination de l'intensité moyenne de précipitation :

En hydrologie urbaine, l'ingénieur hydrologue est appelé à avoir des données spécifiques au projet étudié, mais dans certaines conditions il est rare de recourir à des données spécifiques. C'est la raison pour laquelle on est contraint à réunir une information de base la plus complète possible, pour aider à analyser par la statistique les événements pluvieux tout en identifiant leurs paramètres.

Lors de l'étude d'une averse, il convient de déterminer les intensités moyennes maximales qui se définissent par rapport à la hauteur d'eau tombée pendant une durée t , soit :

$$i_m = h / t \dots \dots \dots (III.1)$$

Avec :

i_m : intensité moyenne en mm/h.

h : hauteur de pluie tombée pendant la durée t en mm.

Pour le calcul de l'intensité, on doit :

- Analyser les données pluviométriques et faire le choix du type de loi à laquelle il faut ajuster nos résultats.
- Calculer les paramètres de la loi choisie et vérifier son adéquation.
- Calculer la valeur de l'intensité moyenne de précipitation.

Tableau III.1:Série d'observation de précipitations maximales journalières, (Station de Fedj M'zala), Nombre d'années d'observations (1972-2004).

d'ordre	Année d'observations	P.J.MAX Annuelles
1	1972-1973	31.3
2	1973-1974	26.7
3	1974-1975	34.3
4	1976-1977	30
5	1977-1978	48.3
6	1978-1979	44
7	1979-1980	59.8
8	1980-1981	57
9	1982-1983	34
10	1983-1984	40.2
11	1984-1985	62.5
12	1985-1986	44
13	1986-1987	23.5
14	1987-1988	27.5
15	1988-1989	51
16	1989-1990	52.5
17	1990-1991	42.3
18	1991-1992	32
19	1992-1993	34.5
20	1993-1994	28
21	1994-1995	40
22	1995-1996	48.7
23	1996-1997	17.5
24	1997-1998	46.2
25	1998-1999	22.2
26	1999-2000	44
27	2000-2001	35
28	2001-2002	28
29	2002-2003	44
30	2003-2004	39.5

Code(ANRH) : 10 02 03, X=791.20, Y=350, Z=580

(Source : A.N.R.H de Constantine)

III.3. Analyses des données pluviométriques : [6]

L'analyse statistique des données pluviométrique consiste à calculer les caractéristiques empiriques d'un échantillon observé que sont les précipitations maximales journalières,

(Station de Fedj M'zala), Nombre d'années d'observations (1972-2004).

La moyenne de précipitation maximale journalière ($P_{\max j}$) :

$$\overline{P_{\max,j}} = \frac{\sum_{i=1}^n P_{\max,j}}{n} \dots \dots \dots \text{(III.2)}$$

Avec :

$P_{\max j}$: hauteur des pluies maximales journalières en (mm).

N : nombre d'année d'observation.

$\overline{P_{\max,j}}$: Pluies journalières maximales interannuelles en (mm).

Donc la moyenne de précipitation maximale journalière est :

$$\overline{P_{\max,j}} = 38.95 \text{ mm.}$$

L'écart type : la formule de l'écart type est:

Pour $N \leq 30$ ans on a :

$$\sigma_{P_{\max,j}} = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (P_{\max,j} - \overline{P_{\max,j}})^2}{n-1}} = 11.39 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{(III.3)}$$

Coefficient de variation Cv :

$$Cv = \frac{\sigma_{P_{\max,j}}}{\overline{P_{\max,j}}} = 0.29$$

Tableau III.2 : Caractéristiques de la série pluviométrique.

N	$\overline{P_{\max,j}}$	$\sigma_{P_{\max,j}}$	Cv
30	38.95	11.39	0.29

III.4. Choix de la loi d'ajustement :

Puisque les régimes pluviométriques sont très variables, la série pluviométrique obéit à une loi dissymétrique, les deux lois généralement utilisées sont :

- Loi de Gumbel.
- Loi de Galton.

III.4.1. Ajustement à la loi de Gumbel: [6]

La loi de Gumbel a une fonction de répartition de la forme suivante:

$$F(y) = e^{-e^{-y}} \dots\dots\dots(III.4)$$

Tel que : $y = a(x - x_0) \dots\dots\dots(III.5)$

Avec :

Y : variable réduite de GUMBEL.

X : précipitation maximale journalière (mm).

X₀ : ordonnée à l'origine en (mm).

Avant de procéder à l'ajustement il faut suivre les étapes suivantes :

- classer les valeurs des précipitations par ordre croissant avec attribution d'un rang 1, 2,3.....m.
- calculer pour chaque valeur de précipitation la fréquence expérimentale par la formule de HAZEN.

$$F(x) = \frac{m-0.5}{n} \dots\dots\dots(III.6)$$

Avec :

m : numéro d'ordre.

n: la taille de la série (N=30).

- calculer la variable réduite de "Gumbel" par la formule :

$$Y_j = -\ln (-\ln F(x)) \dots\dots\dots(III.7)$$

- calculer les paramètres d'ajustement « a » et « x₀»
- Représenter la valeur des couples (X_j ,Y_j) sur papier Gumbel.

III.4.1.1. Calcul des paramètres de l'ajustement de la loi e Gumbel :

La droite de GUMBEL est donnée par la formule :

$$x = (1/a)y + x_0 \dots\dots\dots(III.8)$$

Avec :

(1 / a) : la pente de la droite de GUMBEL

$$\frac{1}{a} = \frac{\sqrt{6}}{\pi} \sigma_X$$

$$\frac{1}{a} = \frac{\sqrt{6}}{\pi} \sigma_X = (0.78) * (11.39) = 8.88$$

$$a = 0.113$$

Et x_0 représente l'ordonnée à l'origine :

$$X_0 = \bar{x} - 0.577/a \dots \dots \dots (III.9)$$

$$X_0 = 38.95 - 0.577/0.113 = 33.84 \text{ mm}$$

Donc la droite de Gumbel s'écrit :

$$X = P_{\max,j}(p\%) = 8.88y + 33.84$$

A partir de cette relation ou bien en utilisant le logiciel hydrolab, nous pouvons tirer la précipitation journalière pour une fréquence au dépassement de 10% (FND).

Pour une période de retour de 10 ans la fréquence au non dépassement (FND) est donnée par la formule :

$$FD = 1 - 1/T \dots \dots \dots (III.10)$$

Avec :

$$T = 10 \text{ ans (période de retour).}$$

$$FD = 1 - 1/10 = 0.9 \text{ c-a-d FND} = 90\%$$

Le variable réduite de Gumbel sera :

$$y = - \ln (- \ln (F (90\%))) = 2.25$$

A partir de l'équation de Gumbel :

$$X = P_{\max,j}(10\%) = 8.88 * 2.25 + 33.84 = 53.82 \text{ mm}$$

$$P_{\max,j}(10\%) = 54 \text{ mm.}$$

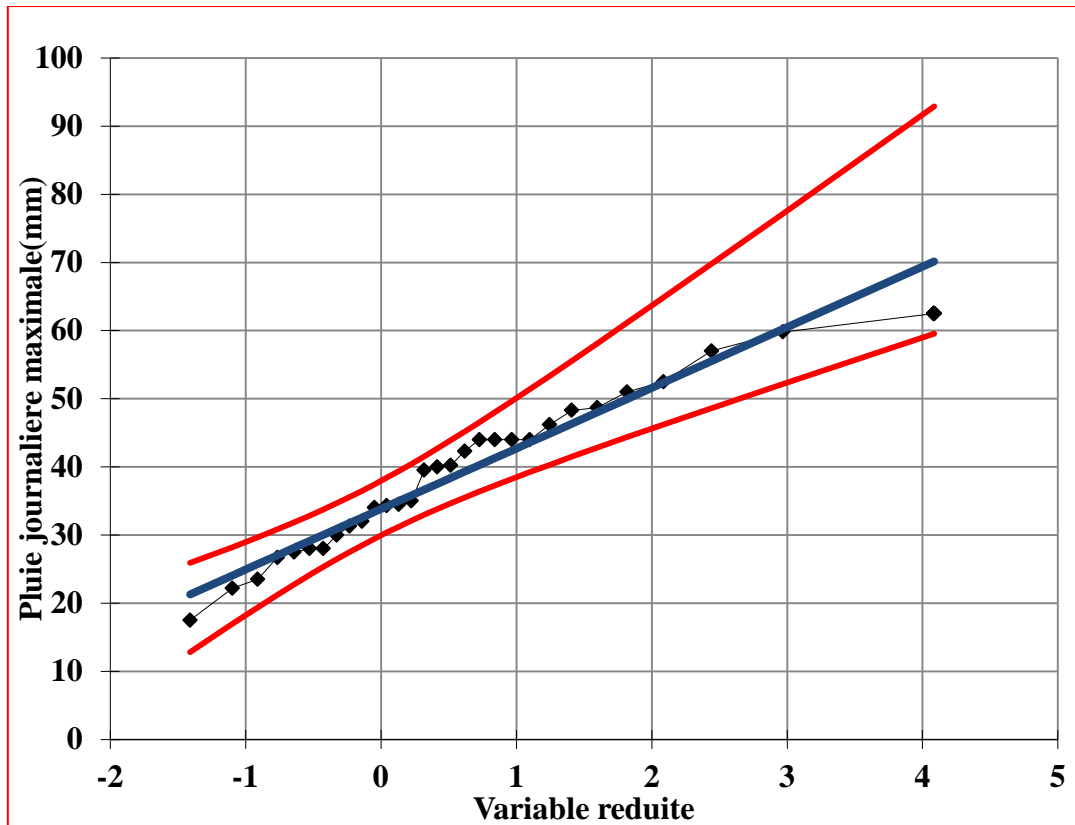
Tableau III.3 : Ajustement à la loi de Gumel .

Ajustement à une loi de Gumbel							% U Anderson	0.310
Mode=	33.8				Taille n=	30	= I.C. à	95
Gradex=	8.88				Nb au départ	(38)	(en%)= U Gauss=	1.96
Observations	Valeurs	Ordre de	Fréquence	Variable	Valeur	Valeur	Borne	Borne
Classées	P.J.MAX Annuelles	classement	expérimentale	réduite	expérimentale	théorique	inférieure	supérieure
62.50	17.50	1	0.0167	-1.410	17.50	21.297	12.834	25.898
59.80	22.20	2	0.0500	-1.097	22.20	24.073	16.977	28.219
57.00	23.50	3	0.0833	-0.910	23.50	25.734	19.396	29.668
52.50	26.70	4	0.1167	-0.765	26.70	27.027	21.236	30.838
51.00	27.50	5	0.1500	-0.640	27.50	28.132	22.773	31.875
48.70	28.00	6	0.1833	-0.529	28.00	29.126	24.120	32.841
48.30	28.00	7	0.2167	-0.425	28.00	30.047	25.338	33.769
46.20	30.00	8	0.2500	-0.327	30.00	30.920	26.459	34.680
44.00	31.30	9	0.2833	-0.232	31.30	31.761	27.508	35.589
44.00	32.00	10	0.3167	-0.140	32.00	32.581	28.499	36.507
44.00	34.00	11	0.3500	-0.049	34.00	33.391	29.446	37.445
42.30	34.30	12	0.3833	0.042	34.30	34.196	30.357	38.409
40.20	34.50	13	0.4167	0.133	34.50	35.005	31.242	39.407
40.00	35.00	14	0.4500	0.225	35.00	35.822	32.106	40.446
39.50	39.50	15	0.4833	0.319	39.50	36.655	32.958	41.534
35.00	40.00	16	0.5167	0.415	40.00	37.510	33.804	42.678
34.50	40.20	17	0.5500	0.514	40.20	38.394	34.652	43.888
34.30	42.30	18	0.5833	0.618	42.30	39.315	35.510	45.174
34.00	44.00	19	0.6167	0.727	44.00	40.282	36.386	46.549
32.00	44.00	20	0.6500	0.842	44.00	41.306	37.290	48.030
31.30	44.00	21	0.6833	0.966	44.00	42.403	38.235	49.638
30.00	44.00	22	0.7167	1.099	44.00	43.590	39.236	51.402
28.00	46.20	23	0.7500	1.246	46.20	44.894	40.313	53.361
28.00	48.30	24	0.7833	1.410	48.30	46.350	41.494	55.570
27.50	48.70	25	0.8167	1.597	48.70	48.013	42.820	58.116
26.70	51.00	26	0.8500	1.817	51.00	49.969	44.356	61.133
23.50	52.50	27	0.8833	2.087	52.50	52.369	46.213	64.864
27.50	57.00	28	0.9167	2.442	57.00	55.520	48.620	69.795
22.20	59.80	29	0.9500	2.970	59.80	60.217	52.161	77.188
17.50	62.50	30	0.9833	4.086	62.50	70.132	59.536	92.897

Source :(Station de Fedj M'zala), Nombre d'années d'observations (1972-2004).

Fréquence	Variable réduite	Valeur théorique	Borne inférieure	Borne supérieure
0.9	2.250	53.819976	47.32547118	67.1303862

Valeur	Fréquence	Période de retour
53.819976	0.900	10.0



Source : (Station de Fedj M’zala), Nombre d’années d’observations (1972-2004).

Figure III .1: Ajustement à une loi de GUMBEL.

III.4.2. Ajustement à la loi de Galton : [6]

La loi de GALTON a une fonction de répartition qui s’exprime selon la formule suivante :

$$F(x) = \frac{1}{\delta\sqrt{2\pi}} \int_u^{+\infty} e^{-\frac{1}{2}u^2} du \dots \dots \dots (III.11)$$

Ou :

$$u = \frac{\log Xi - \log \bar{x}}{S \log x} \dots \dots \dots (III.12)$$

L'équation de la droite de GALTON est la suivante :

$$\log x_{(p\%)} = \overline{\log x} + u(p\%)S_{\log x} \dots\dots\dots (III.13)$$

Avec :

$\overline{\log x}$: La moyenne de la série Log xi.

Slogx: Ecart type de la serie Log xi.

μ : variable réduite de GAUSS.

Tableau III.4 : Variation de variable de Gauss en fonction de période de retour et la fréquence non dépassement.

Fréquence non dépassement %	50	20	10	5	2	1
période de retour	2	5	10	20	50	100
variable de Gauss	0	0.841	1.282	1.645	2.054	2.327

III.4.2.1. Calcul des paramètres d'ajustement à la loi de GALTON:

$$\overline{\log x} = \frac{\sum_{i=1}^{32} \log x_i}{N} = 1,57 S \log_x = 0.13$$

U=1.28 variable réduite de Gauss pour une période de retour 10 ans.

La droite Galton est la suivante:

$$\log x_{(p\%)} = \overline{\log x} + u(p\%) S_{\log x} \dots\dots\dots (III.14)$$

$$\log x_{P_{maxj}(10\%)} = 10^{\overline{\log x} + u(p\%)S_{\log x}}$$

$$P_{maxj}(10\%) = 10^{(1.57+(0.13*1.28))} = 54.5mm.$$

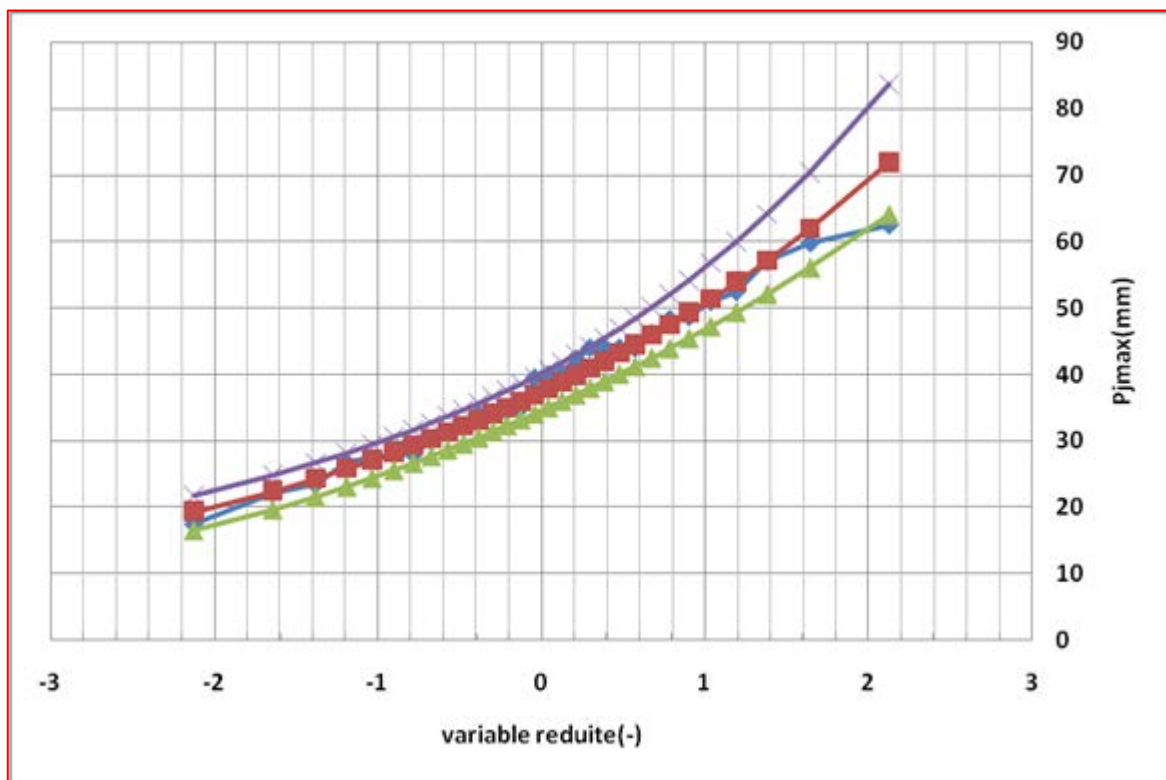
Tableau III.5 : Ajustement à la loi de Galton.

Ajustement à une loi de Galton							% U Anderson	0.413
Moyenne de $\log(x-x_0) =$	1.57	Seuil $x_0 =$	0	Taille $n =$	30	I.C. à (en%) =	80	
Ecart-type de $\log(x-x_0) =$	0.13			Nb au départ	(29)	U Gauss =	1.282	
Observations Classées	Valeurs P.J.MAX Annuelles	Ordre de classement	Fréquence expérimentale	Variable réduite	Valeur expérimentale	Valeur théorique	Borne inférieure	Borne supérieure
62.50	17.50	1	0.0167	-2.128	17.50	19.337	16.602	21.706
59.80	22.20	2	0.0500	-1.645	22.20	22.444	19.746	24.793
57.00	23.50	3	0.0833	-1.383	23.50	24.332	21.672	26.671
52.50	26.70	4	0.1167	-1.192	26.70	25.810	23.182	28.147
51.00	27.50	5	0.1500	-1.036	27.50	27.077	24.476	29.420
48.70	28.00	6	0.1833	-0.903	28.00	28.217	25.638	30.572
48.30	28.00	7	0.2167	-0.784	28.00	29.273	26.711	31.649
46.20	30.00	8	0.2500	-0.674	30.00	30.274	27.723	32.676
44.00	31.30	9	0.2833	-0.573	31.30	31.237	28.691	33.673
44.00	32.00	10	0.3167	-0.477	32.00	32.175	29.629	34.652
44.00	34.00	11	0.3500	-0.385	34.00	33.098	30.546	35.624
42.30	34.30	12	0.3833	-0.297	34.30	34.015	31.451	36.599
40.20	34.50	13	0.4167	-0.210	34.50	34.933	32.349	37.585
40.00	35.00	14	0.4500	-0.126	35.00	35.858	33.248	38.588
39.50	39.50	15	0.4833	-0.042	39.50	36.797	34.153	39.618
35.00	40.00	16	0.5167	0.042	40.00	37.758	35.070	40.682
34.50	40.20	17	0.5500	0.126	40.20	38.748	36.006	41.789
34.30	42.30	18	0.5833	0.210	42.30	39.774	36.967	42.950
34.00	44.00	19	0.6167	0.297	44.00	40.847	37.963	44.177
32.00	44.00	20	0.6500	0.385	44.00	41.978	39.001	45.485
31.30	44.00	21	0.6833	0.477	44.00	43.183	40.096	46.893
30.00	44.00	22	0.7167	0.573	44.00	44.479	41.262	48.426
28.00	46.20	23	0.7500	0.674	46.20	45.894	42.521	50.118
28.00	48.30	24	0.7833	0.784	48.30	47.463	43.901	52.017
27.50	48.70	25	0.8167	0.903	48.70	49.241	45.447	54.194
26.70	51.00	26	0.8500	1.036	51.00	51.313	47.227	56.766
23.50	52.50	27	0.8833	1.192	52.50	53.832	49.363	59.934
27.50	57.00	28	0.9167	1.383	57.00	57.102	52.095	64.110
22.20	59.80	29	0.9500	1.645	59.80	61.904	56.040	70.363
17.50	62.50	30	0.9833	2.128	62.50	71.852	64.010	83.690

Source : (Station de Fedj M'zala), Nombre d'années d'observations (1972-2004).

Fréquence	Variable réduite	Valeur théorique	Borne inférieure	Borne supérieure
0.9	1.282	55.342925	50.63035331	61.85498551

Valeur	Fréquence	Période de retour
55.342925	0.900	10.0



Source : (Station de Fedj M’zala), Nombre d’années d’observations (1972-2004).

Figure III .2: Ajustement à une loi log-normale.

III.4.3. Calcul de la valeur de l’intensité de la pluie de courte durée et de période de retour de 10 ans :

Pour le calcul de l’intensité moyenne de précipitation nous utilisons la formule de MONTANARI :²

$$I_t(p\%) = I_{24}(p\%) \left(\frac{t}{24}\right)^{b-1} \dots\dots\dots (III.15)$$

Avec :

I_t (p%) : Intensité moyenne de précipitation pour une averse de fréquence (p%).

I_{24} (p%) : Intensité moyenne de précipitation pour une journée de fréquence (p%).

t : durée de l'averse en heure, $t=0.25h = 15$ min pour une période de retour de 10 ans. b : exposant climatique de la région ($b=0.32$), il est donné par l'A.N.R.H. Pour l'estimation de l'intensité, nous admettons qu'une averse ayant lieu une fois tous les 10 ans durant 15 mn, peut-être la valeur optimale nous aurons donc :

$$I_{15\text{min}}(10\%) = I_{24}(10\%) \left(\frac{t}{24}\right)^{b-1} = \frac{P_{24}(10\%)}{24} \left(\frac{t}{24}\right)^{b-1} \dots\dots\dots(\text{III.16})$$

En utilisant la loi de Gumbel :

$$I_{15\text{min}}(10\%) = \frac{53.82}{24} \left(\frac{0.25}{24}\right)^{(0,32-1)} = 49,97\text{mm/h}$$

En utilisant la loi de Galton :

$$I_{15\text{min}}(10\%) = \frac{55.34}{24} \left(\frac{0.25}{24}\right)^{(0,32-1)} = 51,38\text{mm/h}$$

Conclusion :

Dans la présente étude, la partie hydrologique nous a aidés à déterminer l'intensité moyenne des précipitations, d'après de la Station de Fedj M'zala, Nombre d'années d'observations (1972-2004).

D'après la droite de Galton qui donne dans notre cas la meilleure loi d'ajustement des précipitations maximales journalières, on s'aperçoit que pour le dimensionnement optimal de notre réseau, il faut conserver la valeur que donnée par la loi de Galton qui est ($I_{15\text{min},10\%} = 51.38$ mm/h). D'où on déterminera la valeur de l'intensité pluviale (i) qui est tout simplement un débit spécifique.

$$i = 51.38 * (10000) / 3600 = 142.72 \text{ l/s/ha}$$

Chapitre IV

Evaluation des débits des eaux usées et pluviales

Introduction :

Le réseau d'assainissement projeté doit être convenable pour l'évacuation de toutes les eaux quel que soit leur origine pluvial ou usée, cela permet alors d'évaluer le débit d'eau évacuée permet de faire l'étude hydraulique, les débits à déterminer sont :

- Le débit d'eau pluviale qui est représenté le débit d'eau ruisselée.
- les eaux usées qui sont représentées l'eau domestique, publique.

IV.1. Evaluation des débits des eaux usées :

Le but principal de l'évaluation des débits des eaux usées est de connaître la quantité et la qualité des rejets à traiter (liquides provenant des habitations).

Car les eaux usées sont constituées par des effluents pollués et nocifs qui peuvent être une source de plusieurs maladies à transmission hydrique (fièvre typhoïde, dysenterie...).

Donc il faut évacuer ces eaux hors limite de l'agglomération. [7]

IV.1.1. Nature des eaux usées à évacuer : [8]

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 des services publics.
- Les eaux usées d'origine industrielle."

IV.1.1.1. Les eaux usées d'origine domestique :

Ce sont des eaux qui trouvent leur origine à partir des habitations de l'agglomération, elles sont constituées essentiellement d'eaux ménagères et d'eaux vannes.

- les eaux ménagères englobent les eaux des vaisselles, de lavage, de bain et de douche.
- les eaux vannes englobent les eaux provenant des sanitaires.

IV.1.1.2. Les eaux des services publics :

Les eaux usées du service public proviennent essentiellement du lavage des espaces publics. Elles sont recueillies par les ouvrages de collecte des eaux pluviales, sauf dans le cas d'un système unitaire. Les autres besoins publics seront pris en compte avec les besoins domestiques.

IV.1.1. 3.Les eaux usées industrielles :

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

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

- Nature de l’industrie : (Fabrications ou de transformations) ;
- Procédé de fabrication utilisé;
- Taux de recyclage effectivement réalisé ;

Elles doivent être traitées avant de les collecter dans le réseau d’assainissement, notre agglomération ne comporte pas d’industries.

Les eaux usées provenant de l’agglomération sont d’origine domestique et publique.

Remarque :

Notre ville est une vocation essentiellement agricole et ne dispose d’aucune zone Industrielle. Le POS dont dispose la commune ne définit aucune zone d’activité proprement dite, à l’exception d’activités commerciales qui sont prévues à travers le centre.

Donc on n’a seulement des eaux usées domestique et publique.

IV.1.2. Estimation des débits des eaux usées :

La quantité des eaux usées à évacuer quotidiennement doit s’évaluer en se référant à la consommation d’eau par habitant.

L’évacuation quantitative des rejets est fonction du type de l’agglomération ainsi que le mode d’occupation du sol. Plus l’agglomération est urbanisée, plus la proportion d’eau rejetée est élevée. [9]

IV.1.2.1.Estimation du débit d’eau usée domestique :

Le calcul du débit des eaux usées à évacuer, prendra comme base une dotation d’eau potable de 150 l/j /hab. (Source l’APC d’Ain Beida Ahrich).

Nous considérons que les 80% de l’eau consommée sont rejetée comme eaux usées dans le réseau d’évacuation. [9]

- **Evolution de la population dans le temps : [7]**

L'évolution de la population à moyen et long terme est calculée par la formule des intérêts composés, avec un taux d'accroissement de l'ordre de 1.42%, (**Tableau IV.1**).

$$P_f = P_{act} \cdot (1+T)^n \dots\dots\dots(IV.1)$$

Avec :

P_f : population future.

P_{act} : nombre d'habitants actuels (7652 habitant).

T : taux d'accroissement annuel moyen en(%), soit $T = 1.42\%$ dans ce cas (source: APC d'Ain Beida Ahrich).

n : nombre d'années entre les deux périodes (25ans).

$$P_{2045} = p_{2020}(1+(1.42/100))^{25} = 10886.$$

Tableau IV.1:L'évolution de la population.

Année	2020	2025	2030	2035	2040	2045
Population	7652	8211	8811	9454	10145	10886

Source: L'APC d'Ain Beida Ahrich ;
(L'année : 2020-2045).

- **Période envisagée pour étude :**

Chaque étude se fait à long terme de 20 à 30 ans pour prévoir toute extension imprévisible de la région et pour satisfaire les besoins.

Dans ce cas nous allons étudier l'évolution de la population à l'horizon 2045.

IV.1.2.1.1. Évaluation du débit moyen journalier domestique :

Débit moyen journalier rejeté est calculé par la relation suivante :

$$Q_{moy,j,d} = D.N. (0,8) \dots\dots\dots(IV.2)$$

Avec :

$Q_{moy,j,d}$: débit moyen journalière rejeté en (l /s).

D : dotation journalière prise égale à 150 l/j /hab.

N : nombre d'habitants à l'horizon étudié.

A.N:

$$Q_{\text{moyj,d/act}} = (150 \cdot 7652 \cdot 0.8) / 86400 = 10.63 \text{ (l/s)}.$$

$$Q_{\text{moyj,d/fut}} = (150 \cdot 10886 \cdot 0.8) / 86400 = 15.12 \text{ (l/s)}.$$

IV.1.2.1.2.Évaluation des débits de pointe :

Il est donné par la formule qui suit :

$$Q_{\text{pte}} = K_p \cdot Q_{\text{moyj}} \dots \dots \dots (IV.3)$$

Avec :

Q_{pte} : débit de pointe en (l/s)

K_p : coefficient de pointe.

Le coefficient K_p peut être calculé par la formule suivante :

$$K_p = 1,5 + \frac{2,5}{\sqrt{Q_{\text{moyj,eu}}}} \quad \text{si} \quad Q_{\text{moyj,eu}} > 2,8 \text{ (l/s)}$$

$$K_p = 3 \quad \text{si} \quad Q_{\text{moyj,eu}} < 2,8 \text{ (l/s)}$$

IV.1.2.2. Évaluation du débit des eaux usées des équipements scolaires :

Tableau IV.2 : Calcul des débits d'eaux usées des équipements scolaires.

Type d'équi	Équipement	Unité	Nbr	Dotation (l/j/u)	Besoin (l/j)	Qéq (l/s)	K _p	Qeq Max(l/s)
Scolaire	Ecole Primaire	Elève	320	10	3200	0.04	2.14	0.09
	Ecole Primaire	Elève	262	10	2620	0.03	2.14	0.06
	Ecole Primaire	Elève	400	10	4000	0.05	2.14	0.11
	CFPA	Elève	485	10	4850	0.06	2.14	0.13
	CEM	Elève	587	10	5870	0.07	2.14	0.15
	Lycée	Elève	900	10	9000	0.10	2.14	0.21
	Crèche	Elève	100	20	2000	0.023	2.14	0.05
Totale								0.8

IV.1.2.3. Évaluation du débit des eaux usées des équipements sanitaires :**Tableau IV.3 :** Calcul les débits d'eaux usées des équipements sanitaires.

Type d'équi	Équipement	Unité	Nbr	Dotation (l/j/u)	Besoin (l/j)	Qéq (l/s)	Kp	Qeq Max (l/s)
Santé	Centre de santé	Personnes	35	20	700	0.008	2.14	0.02
	Pharmacie	Personnes	5	20	100	0.001	2.14	0.002
	Pharmacie	Personnes	7	20	140	0.002	2.14	0.004
	Polyclinique	Personnes	20	20	400	0.005	2.14	0.01
Totale								0.036

IV.1.2.4. Évaluation du débit des eaux usées des équipements culturels et sportif :**Tableau IV.4 :** Calcul les débits d'eaux usées des équipements culturels et sportif.

Type d'équi	Équipement	Unité	Nbr	Dotation (l/j/u)	Besoin (l/j)	Qéq (l/s)	Kp	Qeq Max (l/s)
Culturels et Sportif	Mosquée	Fidèle	100	20	2000	0.02	2.14	0.04
	Mosquée	Fidèle	1000	20	20000	0.2	2.14	0.4
	Centre de culture	Personnes	75	10	750	0.009	2.14	0.02
	Bibliothèque	Personnes	100	10	1000	0.01	2.14	0.02
	Stade	M2	5000	10	50000	0.6	2.14	1.3
Totale								1.78

IV.1.2.5. Évaluation du débit des eaux usées des équipements administratif :**Tableau IV.5 :** Calcul les débits d'eaux usées des équipements administratif.

Type d'équi	Équipement	Unité	Nbr	Dotation (l/j/u)	Besoin (l/j)	Qéq (l/s)	Kp	Qeq Max(l/s)
Administratif	APC	employé	30	10	300	0.003	2.14	0.006
	DAIRA	employé	25	10	250	0.003	2.14	0.006
	Gendarmerie	employé	100	10	1000	0.01	2.14	0.02
	Subdivision d'hydraulique	employé	10	10	100	0.001	2.14	0.002
								0.034

IV.1.2.6. Évaluation du débit des eaux usées des équipements commerciaux :**Tableau IV.6 :** Calcul des débits d'eaux usées des équipements commerciaux.

Type d'équi	Équipement	Unité	Nbr	Dotation (l/j/u)	Besoin (l/j)	Q _{eq} (l/s)	K _p	Q _{eq} Max (l/s)
Commerciaux	Douche public	personnes	35	120	4200	0.05	2.14	0.11
	boulangeries	personnes	07	20	140	0.002	2.14	0.004
	Cafés	M2	600	20	12000	0.14	2.14	0.3
Totale								0.41

IV.1.2.7. Tableau récapitulatif :

Besoins de tous les équipements sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV .7 : Récapitulations de l'ensemble des besoins d'équipements

Equipements	Besoins en (l/s)
scolaires	0.8
sanitaires	0.036
culturels et sportif	1.78
administratif	0.034
commerciaux	0.41
Total	3.06

Tableau IV.8 : Détermination des débits de pointe d'eaux usées.

Mechtas	Population future	Débit d'eau Usée domestique (l/s)	Débit d'eau usée des équipements (l/s)	Débit de point (l/s)	Débit d'eau Usée Total (l/s)
Chef-lieu	10886	15.12	3.06	32.36	35.42

IV.2. Estimation des eaux pluviales :

IV.2.1. Formule rationnelle : [7]

Elle consiste à estimer les débits des pluviaux suite à une averse d'intensité moyenne « i » supposée constante durant la chute de pluie sur des surfaces d'influence de superficie « A », caractérisée par un coefficient de ruissellement « Cr ». La méthode rationnelle s'exprime par la formule suivante :

$$Q = K \cdot Cr \cdot I \cdot A \dots \dots \dots (IV .4)$$

Avec:

Q : débit d'eau de ruissellement (l / s).

A : surface de l'aire d'influence (sous bassin) (ha).

Cr : coefficient de ruissellement.

I : intensité de précipitation (l / s / ha).

A.N :

$$Q_{ep} = 7.285 \cdot 0.6 \cdot 142.72 = 623.83 \text{ (l/s)}$$

$$Q_{\text{eff au rejet}} = Q_{ep} + Q_{e \text{ usée}}$$

A.N :

$$Q_{\text{eff au rejet}} = 623.83 + 35.42 = 659.25 \text{ (l/s)}$$

Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons étudié et évalué les débits d'écoulement des eaux usées et pluviales, Nous sommes parvenus aux résultats suivants débits eaux pluviales 623.83 (l/s)

Et le débit au rejet est 659.25 (l/s).

Pour le débit d'eau pluvial on procède la méthode rationnelle, La méthode rationnelle permet actuellement une meilleure approche de calcul de réseau d'assainissement.

Chapitre V
Calcul hydraulique du réseau
d'assainissement

Introduction :

Une fois que nous sommes tous 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 de manière satisfaisante aux conditions de résistance mécanique due aux charges extérieures et avec un meilleur choix du tracé des collecteurs.

V.1. Conception du réseau : [10]

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

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

V.2. Dimensionnement du réseau d'assainissement :

V.2.1. Conditions d'écoulement et de dimensionnement : [11]

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 0.6 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 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.

V.2.2. Mode de calcul :

Avant de procéder au calcul hydraulique du réseau d'assainissement en gravitaire, on considère l'hypothèse suivante :

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. [12]

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 $=D/4$ (m).
- Vitesse moyenne (v) : c'est le rapport entre le débit volumique (m^3/s) et la section mouillée (m^2).

V.2.2.1. Calcul du débit spécifique :

C'est le rapport du débit d'eau usée maximum sur la longueur linéaire totale du réseau :

$$Q_{sp} = Q_{max\ EU} / L \dots \dots \dots (m^3/s/ml) \quad (V.1)$$

Avec :

Q_{sp} : Débit spécifique exprimé en mètres cubes par seconde par mètre linéaire,

Q_{max EU} : Débit maximum d'eau usée en mètres cubes par seconde,

L : Longueur linéaire totale du réseau en mètres.

D'après le tracé du réseau, la somme des longueurs de tous les collecteurs projetés correspond à **L** = m donc :

$$Q_{sp_{eu}} = \quad \quad \quad m^3/s/ml$$

$$Q_{sp_{ep}} = \quad \quad \quad m^3/s/ml$$

V.2.2.1. Calcul des paramètres hydrauliques des conduites :

V.2.2.1.1. La vitesse pleine section V_{ps} :

Elle est déterminée par la formule de Manning – Strickler, cette dernière donne la vitesse d'écoulement en section pleine pour les réseaux unitaires ou pluviales :

$$V_{ps} = 60 \times RH^{3/4} \sqrt{I} (m/s) \dots \dots \dots (V.2)$$

Où :

RH : Le rayon hydraulique, c'est le rapport de la section mouillée sur le périmètre mouillé :

$$RH = S_m / P_m \dots \dots \dots (V.3)$$

Ce rapport serait égal au quart du diamètre pour un écoulement à section pleine ($RH = D/4$).

I : La pente de la conduite d'après le profil en long en (m/ml).

V.2.2.1.2. Le débit à pleine section :

Le débit à pleine section est le produit de la section de la conduite et de la vitesse pleine section :

$$QPS = 60 \times RH^{3/4} S \sqrt{I} \text{ (m}^3\text{/s)} \dots\dots\dots (V.3)$$

Avec S la section du canal utilisé en (m²), Pour une section circulaire : $S = \pi \times D^2 / 4$.

V.2.2.1.3. Rapports des débits (Rq), Hauteurs (RH), et vitesse (Rv) :

On définit les paramètres par les formules suivantes:

$$\text{*Le rapport des débits : } Rq = Q_{cal} / Q_{ps} \quad (V.4)$$

$$\text{*Le rapport des hauteurs : } RH = H/D \quad (V.5)$$

$$\text{*Le rapport des vitesses : } Rv = Vr / Vps \quad (V.6)$$

Avec :

Q_{cal} : c'est le débit qui s'écoule dans la conduite,

H : La hauteur de remplissage de la section de la conduite en mètres ou millimètres,

D : Diamètre de la conduite en mètres ou millimètres,

Vr : Vitesse réelle d'écoulement en mètres par seconde,

Vps : Vitesse pleine section de la conduite en mètres par seconde.

Les valeurs de Rv , RH sont généralement déduites des graphiques ou d'abaques disponibles sur plusieurs ouvrages hydrauliques à partir de la valeur calculée de Rq .

Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons fait les calculs hydrauliques de notre réseau. D'après le tableau ci-dessous on remarque que les diamètres des tronçons sont compris entre 300 et 600 mm.

Cela montrait Les calculs hydrauliques de notre réseau été montrer qu'on n'a pas d'un problème d'auto curage, et notre réseau fonctionne correctement.

Notre agglomération se trouve dans un terrain accidenté où la pente est très importante dans le réseau d'assainissement, et la vitesse est très élevée, on utilise pour cela les regards de chute pour dissiper la vitesse d'écoulement et protéger ainsi que les joins de raccordement.

Tableau: V.1 :Calcul hydraulique du réseau d'assainissement.

Tronçons		L	Eu	Ep	Q	Q	P	D	D	DN	Qps	Vps	Rq	Rh	Rv	V	H	Q'=(0,1*Qps)	Q'/Qps	Rv'	Rh'	H'	Vaut
Amont	Aval	m	l/s	l/s	l/s	m ³ /s	%	m	mm	mm	l/s	m/s	/	/	/	m/s	m	l/s	/	/	/	m	m/s
R59	R60	24.00	0.24	8.31	8.54	0.00854	1	0.121	120.77	300	96.71	1.37	0.09	0.2	0.63	0.86	0.06	9.67	0.10	0.7	0.2	0.06	0.89
R60	R61	19.96	0.44	15.67	16.11	0.01611	7.6	0.105	104.73	300	266.60	3.77	0.06	0.16	0.57	2.15	0.05	26.66	0.10	0.7	0.2	0.06	2.45
R61	R62	13.79	1.21	22.69	23.90	0.02390	8.3	0.119	119.44	300	278.61	3.94	0.09	0.2	0.63	2.48	0.06	27.86	0.10	0.7	0.2	0.06	2.56
R62	R63	12.60	1.97	28.60	30.57	0.03057	6.1	0.139	138.78	300	238.84	3.38	0.13	0.24	0.7	2.37	0.07	23.88	0.10	0.7	0.2	0.06	2.20
R63	R64	23.00	2.83	34.60	37.43	0.03743	3.9	0.163	162.82	300	190.98	2.70	0.20	0.3	0.79	2.14	0.09	19.10	0.10	0.7	0.2	0.06	1.76
R64	R65	23.00	3.06	34.60	37.66	0.03766	1	0.211	210.63	300	96.71	1.37	0.39	0.43	0.94	1.29	0.13	9.67	0.10	0.7	0.2	0.06	0.89
R65	R66	30.00	3.36	37.93	41.30	0.04130	1.5	0.202	202.08	300	118.44	1.68	0.35	0.41	0.92	1.54	0.12	11.84	0.10	0.7	0.2	0.06	1.09
R66	R67	18.00	3.80	40.93	44.73	0.04473	2.3	0.192	192.19	300	146.66	2.08	0.30	0.37	0.88	1.83	0.11	14.67	0.10	0.7	0.2	0.06	1.35
R67	R68	17.00	4.22	44.36	48.58	0.04858	2	0.203	203.50	300	136.76	1.94	0.36	0.41	0.92	1.78	0.12	13.68	0.10	0.7	0.2	0.06	1.26
R68	R69	38.00	4.86	47.61	52.47	0.05247	2.6	0.199	199.41	300	155.93	2.21	0.34	0.4	0.91	2.01	0.12	15.59	0.10	0.7	0.2	0.06	1.43
R69	R70	38.00	5.24	47.61	52.85	0.05285	1.8	0.214	214.22	300	129.74	1.84	0.41	0.45	0.95	1.74	0.14	12.97	0.10	0.7	0.2	0.06	1.19
R70	R71	40.00	5.64	47.61	53.25	0.05325	9.5	0.157	157.26	300	298.07	4.22	0.18	0.28	0.77	3.25	0.08	29.81	0.10	0.7	0.2	0.06	2.74
R71	R72	38.00	6.01	81.86	87.88	0.08788	5.8	0.208	208.16	300	232.90	3.30	0.38	0.43	0.93	3.07	0.13	23.29	0.10	0.7	0.2	0.06	2.14
R72	R73	34.00	6.35	83.75	90.10	0.09010	1	0.292	292.14	300	96.71	1.37	0.93	0.82	1.06	1.45	0.25	9.67	0.10	0.7	0.2	0.06	0.89
R73	R36	35.00	6.70	93.85	100.55	0.10055	1	0.304	304.42	400	208.27	1.66	0.48	0.49	0.99	1.64	0.20	20.83	0.10	0.7	0.2	0.08	1.08

Tronçons		L	Eu	Ep	Q	Q	P	D	D	DN	Qps	Vps	Rq	Rh	Rv	V	H	Q'=(0,1*Qps)	Q'/Qps	Rv'	Rh'	H'	Vaut
Amont	Aval	m	l/s	l/s	l/s	m³/s	%	m	mm	mm	l/s	m/s	/	/	/	m/s	m	l/s	/	/	/	m	m/s
R77	R78	32.00	0.32	3.51	3.83	0.0038	2.00	0.078	78.48	300	136.76	1.94	0.03	0.12	0.46	0.89	0.04	13.68	0.10	0.7	0.2	0.06	1.26
R78	R61	32.00	0.64	7.02	7.66	0.0077	1.00	0.116	115.91	300	96.71	1.37	0.08	0.19	0.61	0.83	0.06	9.67	0.10	0.7	0.2	0.06	0.89
R81	R82	32.00	0.32	3.08	3.40	0.0034	3	0.070	69.5746	300	167.50	2.37	0.02	0.1	0.41	0.97	0.03	16.75	0.10	0.7	0.2	0.06	1.54
R82	R63	32.00	0.64	5.99	6.63	0.0066	1	0.110	109.81	300	96.71	1.37	0.07	0.18	0.59	0.81	0.05	9.67	0.10	0.7	0.2	0.06	0.89
R85	R7	24.00	0.24	8.05	8.29	0.0083	4.5	0.090	90.0564	300	205.14	2.90	0.04	0.13	0.5	1.45	0.04	20.51	0.10	0.7	0.2	0.06	1.89
R86	R8	25.00	0.25	4.20	4.44	0.0044	4.5	0.071	71.2895	300	205.14	2.90	0.02	0.1	0.41	1.19	0.03	20.51	0.10	0.7	0.2	0.06	1.89
R1	R2	35.00	0.35	5.22	5.57	0.0056	9.4	0.068	67.5844	300	296.49	4.20	0.02	0.1	0.41	1.72	0.03	29.65	0.10	0.7	0.2	0.06	2.73
R2	R3	38.00	0.73	5.22	5.95	0.0059	3.5	0.083	83.3626	300	180.92	2.56	0.03	0.12	0.46	1.18	0.04	18.09	0.10	0.7	0.2	0.06	1.66
R3	R4	36.00	1.08	5.22	6.31	0.0063	3	0.088	87.7062	300	167.50	2.37	0.04	0.13	0.5	1.19	0.04	16.75	0.10	0.7	0.2	0.06	1.54
R4	R5	40.00	1.48	5.22	6.70	0.0067	4.5	0.083	83.1694	300	205.14	2.90	0.03	0.12	0.46	1.34	0.04	20.51	0.10	0.7	0.2	0.06	1.89
R5	R6	47.00	2.31	40.33	42.65	0.0426	4.1	0.169	169.391	300	195.81	2.77	0.22	0.32	0.81	2.24	0.10	19.58	0.10	0.7	0.2	0.06	1.80
R6	R7	18.00	2.93	48.38	51.31	0.0513	2	0.208	207.717	300	136.76	1.94	0.38	0.43	0.93	1.80	0.13	13.68	0.10	0.7	0.2	0.06	1.26
R7	R8	32.00	3.49	52.58	56.07	0.0561	5.5	0.178	177.633	300	226.79	3.21	0.25	0.34	0.84	2.70	0.10	22.68	0.10	0.7	0.2	0.06	2.09
R8	R9	32.00	4.05	58.91	62.97	0.0630	3.5	0.202	201.947	300	180.92	2.56	0.35	0.41	0.92	2.36	0.12	18.09	0.10	0.7	0.2	0.06	1.66
R9	R10	32.00	4.37	82.72	87.09	0.0871	3.8	0.225	224.575	300	188.51	2.67	0.46	0.48	0.98	2.61	0.14	18.85	0.10	0.7	0.2	0.06	1.73
R10	R11	32.00	5.78	86.32	92.09	0.0921	3.1	0.238	238.25	300	170.27	2.41	0.54	0.52	1.02	2.46	0.16	17.03	0.10	0.7	0.2	0.06	1.57
R11	R12	33.00	6.10	89.06	95.16	0.0952	4.8	0.222	222.212	300	211.87	3.00	0.45	0.47	0.97	2.91	0.14	21.19	0.10	0.7	0.2	0.06	1.95
R12	R13	33.00	6.43	89.06	95.49	0.0955	4.5	0.225	225.208	300	205.14	2.90	0.47	0.48	0.99	2.87	0.14	20.51	0.10	0.7	0.2	0.06	1.89
R13	R14	33.00	6.76	89.06	95.82	0.0958	3.5	0.236	236.377	300	180.92	2.56	0.53	0.52	1.01	2.59	0.16	18.09	0.10	0.7	0.2	0.06	1.66
R14	R15	33.00	7.09	89.06	96.14	0.0961	4.7	0.224	223.953	300	209.65	2.97	0.46	0.48	0.98	2.91	0.14	20.97	0.10	0.7	0.2	0.06	1.93
R15	R16	33.00	7.42	90.77	98.19	0.0982	6.2	0.214	214.3	300	240.79	3.41	0.41	0.45	0.95	3.24	0.14	24.08	0.10	0.7	0.2	0.06	2.22
R16	R17	25.00	7.66	90.77	98.43	0.0984	7	0.210	209.677	300	255.86	3.62	0.38	0.43	0.93	3.37	0.13	25.59	0.10	0.7	0.2	0.06	2.35
R17	R18	22.00	7.88	90.77	98.65	0.0987	3	0.246	245.984	300	167.50	2.37	0.59	0.56	1.03	2.44	0.17	16.75	0.10	0.7	0.2	0.06	1.54
R18	R19	27.54	9.23	132.30	141.53	0.1415	1	0.346	346.06	400	208.27	1.66	0.68	0.61	1.06	1.76	0.24	20.83	0.10	0.7	0.2	0.08	1.08
R19	R20	38.00	10.89	141.72	152.61	0.1526	1	0.356	355.974	400	208.27	1.66	0.73	0.65	1.07	1.77	0.26	20.83	0.10	0.7	0.2	0.08	1.08
R20	R21	33.00	11.21	141.72	152.94	0.1529	1.5	0.330	330.18	400	255.07	2.03	0.60	0.56	1.04	2.11	0.22	25.51	0.10	0.7	0.2	0.08	1.32
R21	R22	36.00	11.57	141.72	153.29	0.1533	8.4	0.239	239.246	400	603.61	4.81	0.25	0.34	0.84	4.04	0.14	60.36	0.10	0.7	0.2	0.08	3.12
R22	R23	40.00	13.58	185.48	199.06	0.1991	8.5	0.263	263.287	400	607.20	4.83	0.33	0.39	0.9	4.35	0.16	60.72	0.10	0.7	0.2	0.08	3.14

Tronçons		L	Eu	Ep	Q	Q	P	D	D	DN	Qps	Vps	Rq	Rh	Rv	V	H	Q'=(0,1*Qps)	Q'/Qps	Rv'	Rh'	H'	Vaut
Amont	Aval	m	l/s	l/s	l/s	m ³ /s	%	m	mm	mm	l/s	m/s	/	/	/	m/s	m	l/s	/	/	/	m	m/s
R84	R6	44.17	0.44	25.69	26.13	0.0261	2.5	0.155	154.661	300	152.90	2.16	0.17	0.28	0.76	1.64	0.08	15.29	0.10	0.7	0.2	0.06	1.41
R83	R5	37.02	0.37	9.42	9.79	0.0098	3.1	0.103	102.788	300	170.27	2.41	0.06	0.16	0.57	1.37	0.05	17.03	0.10	0.7	0.2	0.06	1.57
R74	R66	26.00	0.26	3.00	3.26	0.0033	3.5	0.066	66.4951	300	180.92	2.56	0.02	0.1	0.41	1.05	0.03	18.09	0.10	0.7	0.2	0.06	1.66
R75	R67	26.00	0.26	3.43	3.68	0.0037	3.5	0.070	69.6488	300	180.92	2.56	0.02	0.1	0.41	1.05	0.03	18.09	0.10	0.7	0.2	0.06	1.66
R76	R68	26.00	0.26	3.25	3.51	0.0035	1.6	0.079	79.2319	300	122.32	1.73	0.03	0.12	0.46	0.80	0.04	12.23	0.10	0.7	0.2	0.06	1.13
R24	R25	25.00	0.25	7.19	7.44	0.0074	2.5	0.097	96.5682	300	152.90	2.16	0.05	0.15	0.54	1.17	0.05	15.29	0.10	0.7	0.2	0.06	1.41
R25	R26	30.00	0.55	16.36	16.90	0.0169	4.5	0.118	117.646	300	205.14	2.90	0.08	0.19	0.61	1.77	0.06	20.51	0.10	0.7	0.2	0.06	1.89
R26	R27	18.00	0.73	19.10	19.82	0.0198	3.6	0.130	130.225	300	183.49	2.60	0.11	0.22	0.67	1.74	0.07	18.35	0.10	0.7	0.2	0.06	1.69
R27	R28	17.00	0.89	21.92	22.82	0.0228	4.3	0.133	132.782	300	200.53	2.84	0.11	0.22	0.67	1.90	0.07	20.05	0.10	0.7	0.2	0.06	1.84
R28	R29	38.00	1.27	21.92	23.19	0.0232	3.6	0.138	138.128	300	183.49	2.60	0.13	0.24	0.7	1.82	0.07	18.35	0.10	0.7	0.2	0.06	1.69
R29	R30	28.00	1.75	29.46	31.21	0.0312	4.1	0.151	150.667	300	195.81	2.77	0.16	0.27	0.74	2.05	0.08	19.58	0.10	0.7	0.2	0.06	1.80
R30	R31	30.00	2.05	68.85	70.89	0.0709	3.7	0.209	208.939	300	186.02	2.63	0.38	0.43	0.93	2.45	0.13	18.60	0.10	0.7	0.2	0.06	1.71
R31	R32	28.00	2.32	68.85	71.17	0.0712	3.5	0.211	211.437	300	180.92	2.56	0.39	0.43	0.94	2.41	0.13	18.09	0.10	0.7	0.2	0.06	1.66
R32	R33	28.00	2.60	69.96	72.56	0.0726	5.8	0.194	193.733	300	232.90	3.30	0.31	0.38	0.89	2.93	0.11	23.29	0.10	0.7	0.2	0.06	2.14
R33	R34	37.00	2.97	70.22	73.19	0.0732	1	0.270	270.236	300	96.71	1.37	0.76	0.67	1.07	1.46	0.20	9.67	0.10	0.7	0.2	0.06	0.89
R34	R35	37.00	3.34	77.84	81.18	0.0812	1	0.281	280.941	300	96.71	1.37	0.84	0.73	1.07	1.46	0.22	9.67	0.10	0.7	0.2	0.06	0.89
R35	R36	36.81	3.70	77.84	81.54	0.0815	1.3	0.268	267.906	300	110.26	1.56	0.74	0.65	1.07	1.67	0.20	11.03	0.10	0.7	0.2	0.06	1.01
R36	R37	35.00	10.75	177.60	188.35	0.1883	1	0.385	385.202	400	208.27	1.66	0.90	0.79	1.07	1.77	0.32	20.83	0.10	0.7	0.2	0.08	1.08
R37	R38	38.00	11.13	177.60	188.73	0.1887	1.5	0.357	357.271	400	255.07	2.03	0.74	0.65	1.07	2.17	0.26	25.51	0.10	0.7	0.2	0.08	1.32

Tronçons		L	Eu	Ep	Q	Q	P	D	D	DN	Qps	Vps	Rq	Rh	Rv	V	H	Q'=(0,1*Qps)	Q'/Qps	Rv'	Rh'	H'	Vaut
Amont	Aval	m	l/s	l/s	l/s	m ³ /s	%	m	mm	mm	l/s	m/s	/	/	/	m/s	m	l/s	/	/	/	m	m/s
R38	R39	36.00	11.48	241.82	253.31	0.2533	6.8	0.301	300.504	400	543.09	4.32	0.47	0.48	0.99	4.28	0.19	54.31	0.10	0.7	0.2	0.08	2.81
R39	R40	30.00	11.78	241.82	253.61	0.2536	0.5	0.490	490.434	500	267.01	1.36	0.95	0.85	1.05	1.43	0.43	26.70	0.10	0.7	0.2	0.11	0.88
R40	R41	28.00	12.06	241.82	253.88	0.2539	0.5	0.491	490.636	500	267.01	1.36	0.95	0.85	1.05	1.43	0.43	26.70	0.10	0.7	0.2	0.11	0.88
R41	R42	28.05	12.34	241.82	254.16	0.2542	1	0.431	431.017	500	377.61	1.92	0.67	0.61	1.06	2.04	0.31	37.76	0.10	0.7	0.2	0.11	1.25
R42	R43	37.51	2.14	272.22	274.36	0.2744	1.2	0.429	428.649	500	413.65	2.11	0.66	0.6	1.05	2.21	0.30	41.37	0.10	0.7	0.2	0.11	1.37
R43	R44	37.00	2.51	293.63	296.14	0.2961	5	0.338	337.544	500	844.37	4.30	0.35	0.41	0.92	3.96	0.21	84.44	0.10	0.7	0.2	0.11	2.80
R44	R45	36.00	2.86	293.63	296.49	0.2965	7.2	0.315	315.38	500	1013.24	5.16	0.29	0.37	0.87	4.49	0.19	101.32	0.10	0.7	0.2	0.11	3.36
R45	R46	40.00	3.26	302.20	305.46	0.3055	4.3	0.351	351.283	500	783.03	3.99	0.39	0.43	0.94	3.75	0.22	78.30	0.10	0.7	0.2	0.11	2.59
R46	R47	34.00	3.60	302.20	305.79	0.3058	1.7	0.418	418.219	500	492.35	2.51	0.62	0.57	1.04	2.61	0.29	49.23	0.10	0.7	0.2	0.11	1.63
R47	R48	28.00	3.88	309.13	313.01	0.3130	0.3	0.584	584.05	600	336.32	1.19	0.93	0.82	1.06	1.26	0.49	33.63	0.10	0.7	0.2	0.13	0.77
R48	R49	38.00	4.25	310.24	314.50	0.3145	0.3	0.585	585.092	600	336.32	1.19	0.94	0.83	1.05	1.25	0.50	33.63	0.10	0.7	0.2	0.13	0.77
R49	R50	35.00	4.60	316.92	321.52	0.3215	0.3	0.590	589.96	600	336.32	1.19	0.96	0.86	1.04	1.24	0.52	33.63	0.10	0.7	0.2	0.13	0.77
R50	R51	32.31	6.30	373.18	379.49	0.3795	0.5	0.570	570.453	600	434.19	1.54	0.87	0.76	1.07	1.64	0.46	43.42	0.10	0.7	0.2	0.13	1.00

Tronçons		L	Eu	Ep	Q	Q	P	D	D	DN	Qps	Vps	Rq	Rh	Rv	V	H	Q'=(0,1*Qps)	Q'/Qps	Rv'	Rh'	H'	Vaut
Amont	Aval	m	l/s	l/s	l/s	m ³ /s	%	m	mm	mm	l/s	m/s	/	/	/	m/s	m	l/s	/	/	/	m	m/s
R89	R29	20.00	0.20	3.43	3.62	0.0036	1	0.088	87.5528	300	96.71	1.37	0.04	0.13	0.5	0.68	0.04	9.67	0.10	0.7	0.2	0.06	0.89
R90	R91	24.00	0.24	8.99	9.23	0.0092	4.5	0.094	93.7662	300	205.14	2.90	0.04	0.13	0.5	1.45	0.04	20.51	0.10	0.7	0.2	0.06	1.89
R91	R92	15.00	0.39	10.79	11.18	0.0112	2.7	0.111	110.871	300	158.90	2.25	0.07	0.18	0.59	1.33	0.05	15.89	0.10	0.7	0.2	0.06	1.46
R92	R93	30.00	0.69	14.39	15.07	0.0151	4.2	0.114	114.163	300	198.19	2.81	0.08	0.19	0.61	1.71	0.06	19.82	0.10	0.7	0.2	0.06	1.82
R93	R10	40.38	1.09	23.81	24.89	0.0249	1.5	0.167	167.141	300	118.44	1.68	0.21	0.31	0.8	1.34	0.09	11.84	0.10	0.7	0.2	0.06	1.09
R94	R95	32.00	0.32	4.28	4.60	0.0046	3.7	0.075	74.9125	300	186.02	2.63	0.02	0.1	0.41	1.08	0.03	18.60	0.10	0.7	0.2	0.06	1.71
R95	R42	37.00	0.69	4.28	4.97	0.0050	9	0.065	65.2666	300	290.12	4.11	0.02	0.1	0.41	1.68	0.03	29.01	0.10	0.7	0.2	0.06	2.67
R98	R99	22.00	0.22	12.16	12.38	0.0124	3.9	0.108	107.523	300	190.98	2.70	0.06	0.16	0.57	1.54	0.05	19.10	0.10	0.7	0.2	0.06	1.76
R99	R97	29.00	0.51	16.70	17.20	0.0172	1	0.157	157.017	300	96.71	1.37	0.18	0.28	0.77	1.05	0.08	9.67	0.10	0.7	0.2	0.06	0.89
R96	R97	34.00	0.34	9.42	9.76	0.0098	1	0.127	126.933	300	96.71	1.37	0.10	0.21	0.65	0.89	0.06	9.67	0.10	0.7	0.2	0.06	0.89
R97	R42	23.70	1.08	26.12	27.20	0.0272	1	0.186	186.434	300	96.71	1.37	0.28	0.36	0.86	1.18	0.11	9.67	0.10	0.7	0.2	0.06	0.89
R52	R53	38.00	0.38	1.11	1.49	0.0015	2.6	0.052	52.455	300	155.93	2.21	0.01	0.07	0.34	0.75	0.02	15.59	0.10	0.7	0.2	0.06	1.43
R53	R54	22.00	0.60	1.11	1.71	0.0017	2	0.058	58.0002	300	136.76	1.94	0.01	0.07	0.34	0.66	0.02	13.68	0.10	0.7	0.2	0.06	1.26
R54	R55	40.00	0.99	22.52	23.51	0.0235	4.5	0.133	133.153	300	205.14	2.90	0.11	0.22	0.67	1.95	0.07	20.51	0.10	0.7	0.2	0.06	1.89
R55	R56	35.00	1.34	22.52	23.86	0.0239	5.5	0.129	128.944	300	226.79	3.21	0.11	0.22	0.67	2.15	0.07	22.68	0.10	0.7	0.2	0.06	2.09
R56	R57	37.00	1.71	35.37	37.07	0.0371	5.3	0.153	153.172	300	222.63	3.15	0.17	0.28	0.76	2.39	0.08	22.26	0.10	0.7	0.2	0.06	2.05
R57	R58	37.00	2.08	43.07	45.15	0.0451	5	0.167	166.73	300	216.24	3.06	0.21	0.31	0.8	2.45	0.09	21.62	0.10	0.7	0.2	0.06	1.99
R58	R51	38.91	3.19	65.17	68.36	0.0684	3.5	0.208	208.261	300	180.92	2.56	0.38	0.43	0.93	2.38	0.13	18.09	0.10	0.7	0.2	0.06	1.66
R118	R119	28.00	0.28	3.85	4.13	0.0041	5.1	0.068	67.7565	300	218.39	3.09	0.02	0.1	0.41	1.27	0.03	21.84	0.10	0.7	0.2	0.06	2.01
R119	R120	30.00	0.58	14.99	15.56	0.0156	7.5	0.104	103.639	300	264.84	3.75	0.06	0.16	0.57	2.14	0.05	26.48	0.10	0.7	0.2	0.06	2.44
R120	R22	34.00	1.61	43.76	45.37	0.0454	3.4	0.180	179.559	300	178.32	2.52	0.25	0.34	0.84	2.12	0.10	17.83	0.10	0.7	0.2	0.06	1.64
R113	R114	20.00	0.20	11.13	11.33	0.0113	2	0.118	117.891	300	136.76	1.94	0.08	0.19	0.61	1.18	0.06	13.68	0.10	0.7	0.2	0.06	1.26
R114	R115	27.00	0.47	11.13	11.60	0.0116	5.3	0.099	99.068	300	222.63	3.15	0.05	0.15	0.54	1.70	0.05	22.26	0.10	0.7	0.2	0.06	2.05
R115	R116	25.00	0.72	20.55	21.27	0.0213	1.6	0.156	155.666	300	122.32	1.73	0.17	0.28	0.76	1.32	0.08	12.23	0.10	0.7	0.2	0.06	1.13
R116	R117	23.00	0.94	24.06	25.01	0.0250	4	0.139	139.303	300	193.41	2.74	0.13	0.24	0.7	1.92	0.07	19.34	0.10	0.7	0.2	0.06	1.78
R117	R19	33.44	1.28	24.06	25.34	0.0253	1	0.182	181.549	300	96.71	1.37	0.26	0.35	0.85	1.16	0.11	9.67	0.10	0.7	0.2	0.06	0.89

Tronçons		L	Eu	Ep	Q	Q	P	D	D	DN	Qps	Vps	Rq	Rh	Rv	V	H	Q'=(0,1*Qps)	Q'/Qps	Rv'	Rh'	H'	Vaut
Amont	Aval	m	l/s	l/s	l/s	m ³ /s	%	m	mm	mm	l/s	m/s	/	/	/	m/s	m	l/s	/	/	/	m	m/s
R108	R109	20.00	0.20	5.48	5.68	0.0057	1	0.104	103.617	300	96.71	1.37	0.06	0.16	0.57	0.78	0.05	9.67	0.10	0.7	0.2	0.06	0.89
R109	R110	16.00	0.36	10.02	10.38	0.0104	7.6	0.089	88.8064	300	266.60	3.77	0.04	0.13	0.5	1.89	0.04	26.66	0.10	0.7	0.2	0.06	2.45
R110	R111	29.00	0.65	11.39	12.03	0.0120	4.2	0.105	104.926	300	198.19	2.81	0.06	0.16	0.57	1.60	0.05	19.82	0.10	0.7	0.2	0.06	1.82
R111	R112	22.00	0.86	17.47	18.33	0.0183	3.9	0.125	124.585	300	190.98	2.70	0.10	0.21	0.65	1.76	0.06	19.10	0.10	0.7	0.2	0.06	1.76
R112	R18	21.45	1.08	17.47	18.55	0.0185	1	0.161	161.5	300	96.71	1.37	0.19	0.29	0.78	1.07	0.09	9.67	0.10	0.7	0.2	0.06	0.89
R121	R122	22.00	0.22	13.87	14.09	0.0141	7.8	0.099	99.1201	300	270.08	3.82	0.05	0.15	0.54	2.06	0.05	27.01	0.10	0.7	0.2	0.06	2.48
R122	R123	18.00	0.40	20.89	21.29	0.0213	7.2	0.117	117.464	300	259.49	3.67	0.08	0.19	0.61	2.24	0.06	25.95	0.10	0.7	0.2	0.06	2.39
R123	R120	30.11	0.70	20.89	21.59	0.0216	1	0.171	170.973	300	96.71	1.37	0.22	0.32	0.81	1.11	0.10	9.67	0.10	0.7	0.2	0.06	0.89
R100	R101	27.00	0.27	17.13	17.39	0.0174	1	0.158	157.664	300	96.71	1.37	0.18	0.28	0.77	1.05	0.08	9.67	0.10	0.7	0.2	0.06	0.89
R101	R102	26.00	0.53	24.58	25.10	0.0251	3.7	0.142	141.558	300	186.02	2.63	0.13	0.24	0.7	1.84	0.07	18.60	0.10	0.7	0.2	0.06	1.71
R102	R103	30.00	0.82	24.58	25.40	0.0254	7.7	0.124	123.931	300	268.35	3.80	0.09	0.2	0.63	2.39	0.06	26.83	0.10	0.7	0.2	0.06	2.47
R103	R104	18.00	1.00	24.58	25.58	0.0256	2.9	0.149	149.224	300	164.68	2.33	0.16	0.27	0.74	1.72	0.08	16.47	0.10	0.7	0.2	0.06	1.52
R104	R50	38.06	1.38	24.58	25.96	0.0260	1.8	0.164	164.083	300	129.74	1.84	0.20	0.3	0.79	1.45	0.09	12.97	0.10	0.7	0.2	0.06	1.19
R105	R106	30.00	0.30	3.08	3.38	0.0034	1.7	0.077	77.2231	300	126.09	1.78	0.03	0.12	0.46	0.82	0.04	12.61	0.10	0.7	0.2	0.06	1.16
R106	R107	26.00	0.56	7.54	8.09	0.0081	5.9	0.085	84.8322	300	234.90	3.32	0.03	0.12	0.46	1.53	0.04	23.49	0.10	0.7	0.2	0.06	2.16
R107	R58	17.31	0.73	22.09	22.82	0.0228	14	0.106	106.428	300	361.84	5.12	0.06	0.16	0.57	2.92	0.05	36.18	0.10	0.7	0.2	0.06	3.33
R79	R80	32.12	0.32	2.91	3.23	0.0032	3	0.068	68.2487	300	167.50	2.37	0.02	0.1	0.41	0.97	0.03	16.75	0.10	0.7	0.2	0.06	1.54
R80	R62	31.88	0.64	5.91	6.54	0.0065	1	0.109	109.276	300	96.71	1.37	0.07	0.18	0.59	0.81	0.05	9.67	0.10	0.7	0.2	0.06	0.89

Remarque :

Pour la vérification la vitesse entre 0.6 et 4.50 m/s.

Chapitre VI

Les ouvrages et les éléments du

réseau d'égout

Introduction :

Le réseau d'assainissement est une ossature composée de plusieurs éléments, ces derniers assurent l'arrivée de l'eau en écoulement libre gravitaire de l'agglomération jusqu'à l'exutoire sans débordement.

Cela dépend du choix du type d'élément et de la matière de fabrication dépend de la qualité et de la quantité des eaux évacuées d'une part, et la nature du terrain et les surcharges d'autre part.

On peut classer ces éléments en deux catégories :

- les ouvrages principaux.
- les ouvrages annexes.

VI.1. Les ouvrages principaux : [11]

Les ouvrages principaux correspondant aux ouvrages d'évacuation des effluents vers le point de rejet ou vers la station d'épuration comprennent les conduites et les joints.

VI.1.1. Les 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.

Dans notre projet nous adoptons les canalisations de forme circulaire.

VI.1.2. Type de canalisation :

Il existe plusieurs types de conduites qui sont différents suivant leur matériau et leur destination.

VI.1.2.1. Conduites en béton non armé :

Les tuyaux en béton non armé sont fabriqués mécaniquement par procédé assurant une compacité élevée du béton, La longueur utile ne doit pas dépasser 2,50 (m).

Ces types de tuyaux ont une rupture brutale, mais à moins que la hauteur de recouvrement ne soit insuffisante. Elle survient aux premiers âges de la canalisation. Il est déconseillé d'utiliser les tuyaux non armés pour des canalisations visitables. [13]

VI.1.2.2. Conduites en béton armé :

Les tuyaux en béton armé sont fabriqués mécaniquement par un procédé assurant une compacité élevée du béton (compression radiale, vibration, centrifugation).

Les tuyaux comportent deux séries d'armatures, la première est formée des barres droites appelées génératrices, la deuxième est formée des spires en hélice continues d'un pas régulier maximal de 1,5 m. La longueur utile ne doit pas être supérieure à 2m. [13]

VI.1.2.3. Conduites en amiante – ciment :

Les tuyaux et pièces de raccord en amiante - ciment se composent d'un mélange de ciment Portland et d'amiante en fibre fait en présence d'eau. Ce genre se fabrique en deux types selon le mode d'assemblage ; à emboîtement ou sans emboîtement avec deux bouts lisses. Les diamètres varient de 60 à 500 mm pour des longueurs variant de 4 à 5 m.

L'assemblage de cette conduite se fait par un joint roulant pour des tuyaux avec un emboîtement de diamètre variant entre 100 et 600 mm, il se fait aussi par un joint glissant pour des tuyaux sans emboîtement de diamètres variant entre 700 et 800 mm. [13]

Ces conduites résistent bien à la corrosion électrochimique, mais l'inconvénient réside dans leur non disponibilité sur le marché pour des diamètres importants.

VI.1.2.4. Conduites en grès :

Le grès servant à la fabrication des tuyaux est obtenu à parties égales d'argile contenant de silice, l'alumine et de sable argileux cuits entre 1200°C à 1300°C.

Le matériau obtenu est très imperméable. Il est inattaquable aux agents chimiques, sauf l'acide fluorhydrique. L'utilisation de ce genre est recommandée dans les zones industrielles. La longueur minimale est de 1 m L'inconvénient c'est qu'il mal résiste aux tassements. L'assemblage se fait par :

- ✓ Joint au mortier de ciment.
- ✓ Joint avec corde goudronnée et mortier de ciment.
- ✓ Joint à double anneaux.

VI.1.2.5. Conduites en chlorure de polyvinyle (P.V.C) non plastifié :

Les tuyaux sont sensibles à l'effet de température au-dessous de 0°C. Ils présentent une certaine sensibilité aux chocs. L'influence de la dilatation est spécialement importante et il doit en être tenu compte au moment de la pose. La longueur minimale est 6 m. [11]

VI.1.2.6. Les conduites ovoïdes :

Ceux sont des conduites de forme parabolique évasées, fermées à leur partie supérieure. Cette forme de conduite a été mise au point afin d'obtenir une vitesse d'écoulement aussi constante que possible quel que soit le débit. Un autre intérêt de cette forme de conduites est de permettre un accès relativement facile au réseau. Certains conduites possèdent des cuvettes uniquement (sorte de canaux à petite section) d'autres de section plus importante possèdent des cuvettes et banquettes généralement les conduites ovoïdes remplacent le profil circulaire quand celui-ci dépasse 800 mm de diamètres (problème d'auto curage). la longueur utile de ces conduites est au minimum de 1 m, et peuvent être présentés soit en béton armé ou en béton non armé.

VI.1.3. Choix du type de canalisation :

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

- Des pentes du terrain ;
- Des diamètres utilisés ;
- De la nature du sol traversé ;
- De la nature chimique des eaux usées ;
- Des efforts extérieurs dus au remblai ;

Pour notre projet, les conduites utilisées seront en béton et en béton armé de profil circulaire vu les avantages qu'elles présentent : étanchéité primordiale et résistance aux efforts mécaniques et aux attaques chimiques.

VI.1.4. Les joints des conduites en béton armé :

Le choix judicieux des assemblages est lié à la qualité du joint. Ce dernier est en fonction de la nature des eaux et leur adaptation vis à vis de la stabilité du sol et, en fonction de la nature des tuyaux et de leurs caractéristiques (diamètre, épaisseur), Pour les tuyaux en béton armé on a différents types des joints à utiliser :

VI.1.4.1. Joint type ROCLA :

C'est un joint à emboîtement où l'étanchéité est assurée grâce à l'anneau en élastomère.

Ce type de joint assure une très bonne étanchéité pour les eaux transitées et les eaux extérieures et s'adapte pour les terrains en pente, et elles sont valables pour tous les diamètres.

VI.1.4.2. 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.

VI.1.4.3. Joint à collet :

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

VI.1.4.4. Joint torique :

S'adapte bien pour les sols faibles, il représente une bonne étanchéité si la pression n'est pas élevée, il est utilisé pour des diamètres de 700-900 mm.

VI.1.4.5. Joint à mortier de ciment :

L'interstice entre les deux conduites est rempli de mortier, composé de ciment et de sable. Le défaut est que ce joint est très rigide.

VI.1.4.6. Les joints plastiques :

Joint étanche et résistant même s'il est en charge, la présence du cordon de butée en bitume et la bague ou manchon en matière plastique contribue à la bonne étanchéité, s'adapte à presque tous les sols si la confection est bien faite.

VI.1.4.7. Joint à double anneaux :

L'anneau est en polyester et se compose d'une partie mouillée dans l'emboîtement et d'une partie mouillée sur le fut.

Remarque :

Dans notre projet, on utilise les joints de type ROCLA, elles sont plus conformes pour les terrains accidentés.

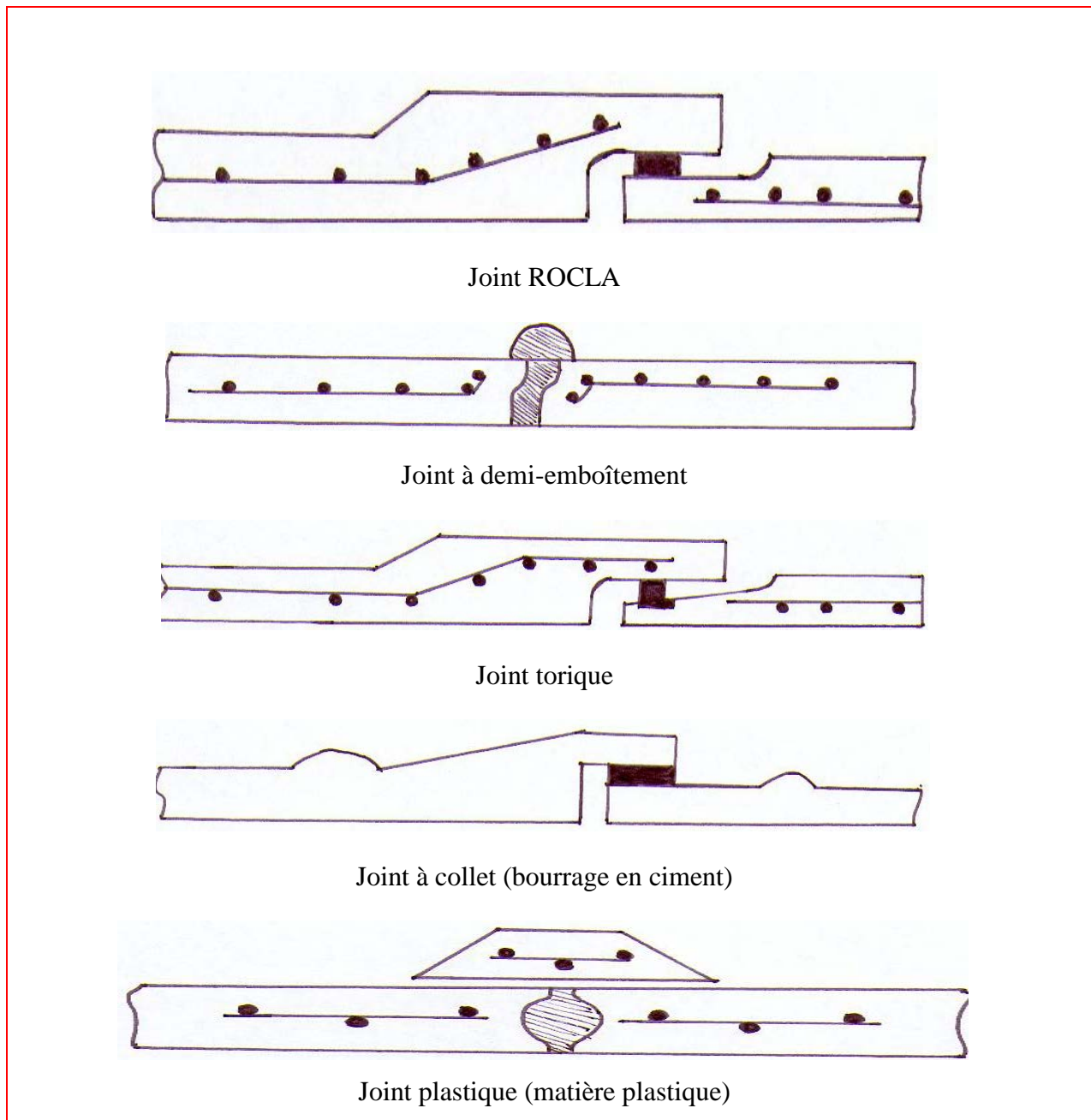


Figure VI.1 : Différents types des joints.

VI.1.5. Les Différentes actions supportées par la conduite :

Les canalisations sont exposées à des actions extérieures et intérieures. Pour cela, ces canalisations doivent être sélectionnées pour lutter contre ces actions qui sont : Les actions mécaniques ; les actions statiques et les actions chimiques.

VI.1.5.1. Actions mécaniques :

Ce type d'action résulte de l'agressivité des particules de sable et de gravier qui forment le remblai et le radier des canalisations. Cette agressivité provoque la détérioration des parois

intérieures par le phénomène d'érosion due essentiellement à de grandes vitesses imposées généralement par le relief.

VI.1.5.2. Actions statiques :

Les actions statiques sont dues aux surcharges fixes ou mobiles comme le remblai au mouvement de l'eau dans les canalisations ainsi qu'aux charges dues au trafic routier.

Tableau VI.1:Caractéristiques du tuyau en béton armé.

Diamètre nominal (mm)	Epaisseurs minimales des parois (mm)
800	66-116
1000	66-116
1200	71-121
1400	119-146
1600	130-158
1800	133-177
2000	141-197

VI.1.5.3. Actions chimiques :

Elles sont généralement à l'intérieur de la conduite, une baisse de pH favorise le développement des bactéries acidophiles qui peuvent à leur tour favoriser la formation de l'hydrogène sulfurique (H_2SO_4) corrosif et néfaste aux conduites.

VI.1.6. Protection des conduites :

Les bétons utilisés pour la fabrication des tuyaux et ouvrages d'assainissement subissent des formes d'agression ; sous l'aspect de corrosion chimique qui entraîne la destruction des canalisations ; sous l'aspect d'abrasion qui est une action physique non négligée du fait de faible résistance du matériau et compte tenu de la vitesse limite maximale des écoulements dans le réseau.

Pour cela les moyens de lutte peuvent se résumer comme suit :

VI.1.6.1. Protection contre les effets corrosifs de H₂S :

- Les temps de rétention des eaux usées dans les canalisations doivent être réduits au maximum.
- L'élimination des dépôts doit s'opérer régulièrement, car ceux-ci favorisent le développement des fermentations anaérobies génératrices d'hydrogène sulfuré (H₂S).
- Une bonne aération permet d'éviter les condensations d'humidité sur les parois et de réduire ainsi la teneur en H₂S.
- Revêtement intérieur des conduites par du ciment limoneux ou du ciment sulfaté avec un dosage suffisant dans le béton (300 à 350 kg/m³ de béton). [3]

VI.1.6.2. Protection contre les effets abrasifs des sables :

Empêcher l'entrée des sables par l'implantation des bouches d'égout, Ou bien des dessaleurs à l'amont du réseau.

VI.1.7. Essais des tuyaux préfabriqués :

Avant d'entamer la pose des canalisations ; il est obligatoire de faire quelques essais notamment l'essai à l'écrasement, l'étanchéité et la corrosion. Ces essais sont exécutés sur des tuyaux prélevés au hasard à raison de cinq Éléments pour l'essai à l'écrasement et de dix éléments par lot de 1000 éléments pour l'essai d'étanchéité.

VI.1.7.1. Essai à l'écrasement : [9]

Les ouvrages doivent résister aux charges permanentes des remblais d'une part, aux surcharges dans les zones accessibles aux véhicules routiers d'autre part. Ce qui nous oblige de faire l'essai de l'écrasement.

L'épreuve à l'écrasement se fait par presse automatique avec enregistrement des efforts. Ils doivent être répartis uniformément sur la génératrice supérieure de tuyau. La mise en marche est effectuée jusqu'à la rupture par écrasement à une vitesse de 1000 da N/m de longueur et par minute. Cet essai permet de déterminer la charge de rupture.

VI.1.7.2. Essai à l'étanchéité : [9]

L'essai à l'étanchéité est effectué sous pression d'eau sur deux tuyaux assemblés, de manière à vérifier la bonne tenue des éléments de jonction et des bagues d'étanchéité.

On procède comme suit :

- Les tuyaux à base de ciment sont fabriqués depuis au moins 21 jours et préalablement imbibés d'eau pendant 48 heures par remplissage total.
- Les tuyaux sont disposés à plat, la mise en pression est assurée pendant 30 mn Par une presse hydraulique, La pression d'essai est de 0,5 bar pour les ovoïdes et de 1 bar pour les autres tuyaux.
- Pour les tuyaux circulaires, une face de désaxement est appliquée à l'assemblage sur la génératrice inférieure de l'un des tuyaux, de manière à obtenir une ouverture de l'assemblage sur la génératrice supérieure égale à 15 (mm) lorsque les diamètres nominaux sont supérieurs ou égaux à 300 (mm), et 8 (mm) lorsque les diamètres nominaux sont inférieurs à 300 (mm), aucune fissure avec suintement ne doit être constatée sur l'étendue du joint.

VI.1.7.3. Essai de corrosion : [11]

Les eaux ménagères et les eaux industrielles évacuées par les canalisations en béton renferment de l'acide carbonique dissous dans l'eau, de l'hydrogène Sulfuré (H_2S) produit par les fermentations anaérobies et des composés acides divers des eaux industrielles Sous l'action de ces agents, le béton est corrodé et ce matériau se détériore. L'épreuve de corrosion se fait par addition des produits, après on fait un lavage à l'eau douce. Après un séchage à l'étuve on pèse l'échantillon Les surfaces de la paroi interne ne doivent pas être altérées.

VI.1.8. Fabrication des tuyaux :

Les tuyaux en béton sont fabriqués selon les procédés suivantes :

VI.1.8.1. Vibration :

Les conduites obtenues par vibration sont en béton armé, leurs diamètres sont compris entre 300 et 1500 mm.

VI.1.8.2. Centrifugation :

Les tuyaux centrifuges sont armés, ils sont obtenus par collage de béton dans un moule à vitesse variable.

VI.1.9. Classification des tuyaux :

Les tuyaux en béton sont classés selon trois caractères à savoir :

- Leur utilisation : tuyaux circulaires ou ovoïdes, pour la réalisation du réseau d'assainissement ou a usage divers (drainage, transfert...)
- Leur nature : tuyaux armés ou non armés.
- Leur résistance a l'écoulement.

VI.2. Les ouvrages annexes : [11]

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.

VI.2.1. 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.

VI.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 suivant une oblique inclinée à 45° ou. 60° par rapport à l'axe général du réseau public.
- Les dispositifs de raccordement de la canalisation de branchement sont liés à la nature et aux dimensions du réseau public.

VI.2.1.2. Ouvrages des surfaces :

Ce type d'ouvrages est destiné à la recueillie des eaux pluviales. On distingue deux catégories :

a- Les ouvrages de recueillie et de transport

b- Les ouvrages de recueillie proprement dite en tête et sur le cours du réseau principal.

VI.2.1.2.1. Les ouvrages des surfaces et de transport :

Les fossés :

Les fossés sont destinés à la recueillie des eaux provenant des chaussées en milieu rural. Ils sont soumis à un entretien périodique.

Les caniveaux :

Les caniveaux sont destinés à la recueillie des eaux pluviales ruisselant Sur le profil transversal de la chaussée et des trottoirs et au transport de ces eaux jusqu'aux bouches d'égout.

VI.2.1.2.2. Les bouches d'égout :

Les bouches d'égout 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 deux bouches d'égout est en moyenne de 50 (m), la section d'entrée est en fonction de l'écartement entre les deux bouches afin d'absorber le flot d'orage venant de l'amont.

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

VI.3. Ouvrages d'accès au réseau (les regards) :

Les regards sont en fait des fenêtres par les quelles le personnel d'entretien pénètre pour assure le service et la surveillance du réseau. Ce type de regard varie en fonction de l'encombrement et de la pente du terrain ainsi que du système d'évacuation, et on distingue : [1]

VI.3.1. Regard de jonction:

Ils servent à unir deux collecteurs de même ou de différente section, ils sont construits de telle manière à savoir :

- Une bonne aération des collecteurs en jonction (regard)
- Les dénivelées entre les radiers des collecteurs
- Une absence de reflux d'eau par temps sec.

VI.3.2. Regard latéral :

En cas d'encombrement du V.R.D ou collecteurs de diamètre important.

VI.3.3. Regard double :

Pour le système séparatif

VI.3.4. Regard toboggan :

En cas d'exhaussement de remous

VI.3.5. Regard de chute :

Les regards de chute sont très utilisés dans le cas où le terrain d'une agglomération est trop accidenté. Ils servent à créer un décrochement dans le profil on long du collecteur de tronçon et à éviter les grandes excavations, donc les grandes profondeurs d'ouvrage, ceci en respectant les pentes motrices. On distingue deux types de chute :

1. La chute verticale profonde.
2. La chute Toboggan.

VI.3.6. Regard de visite :

Pour pouvoir effectuer l'entretien et le curage régulier des canalisations, on prévoit les regards de visite assez rapprochés, ils permettent l'accès à l'ouvrage l'installation d'appareil de ramonage et d'extraction, la cuvette à un diamètre égale à celui de collecteur, c'est le type de regard le plus fréquemment construite.

VI.3.7. Regard de ventilation :

La présence d'air dans les égouts et la meilleure garantie contre la fermentation et la production du sulfure d'hydraulique gazeux, la ventilation s'opère par :

- Les tampons des regards munis d'orifices appropriées
- Les tuyaux de chute qui doivent être prolonges jusqu'à l'air libre
- Les cheminées placées sur l'axe de la canalisation.

VI.3.8. Regard de chasse :

Le regard de chasse jouant le rôle du réservoir périodique lorsque la pente d'écoulement n'est pas suffisante, ces regards sont placés au point où les dépôts tentent à s'accumuler au risque d'obturer la conduite. La distance entre deux regards est variable.

A) 35 à 50 m en terrain accidenté.

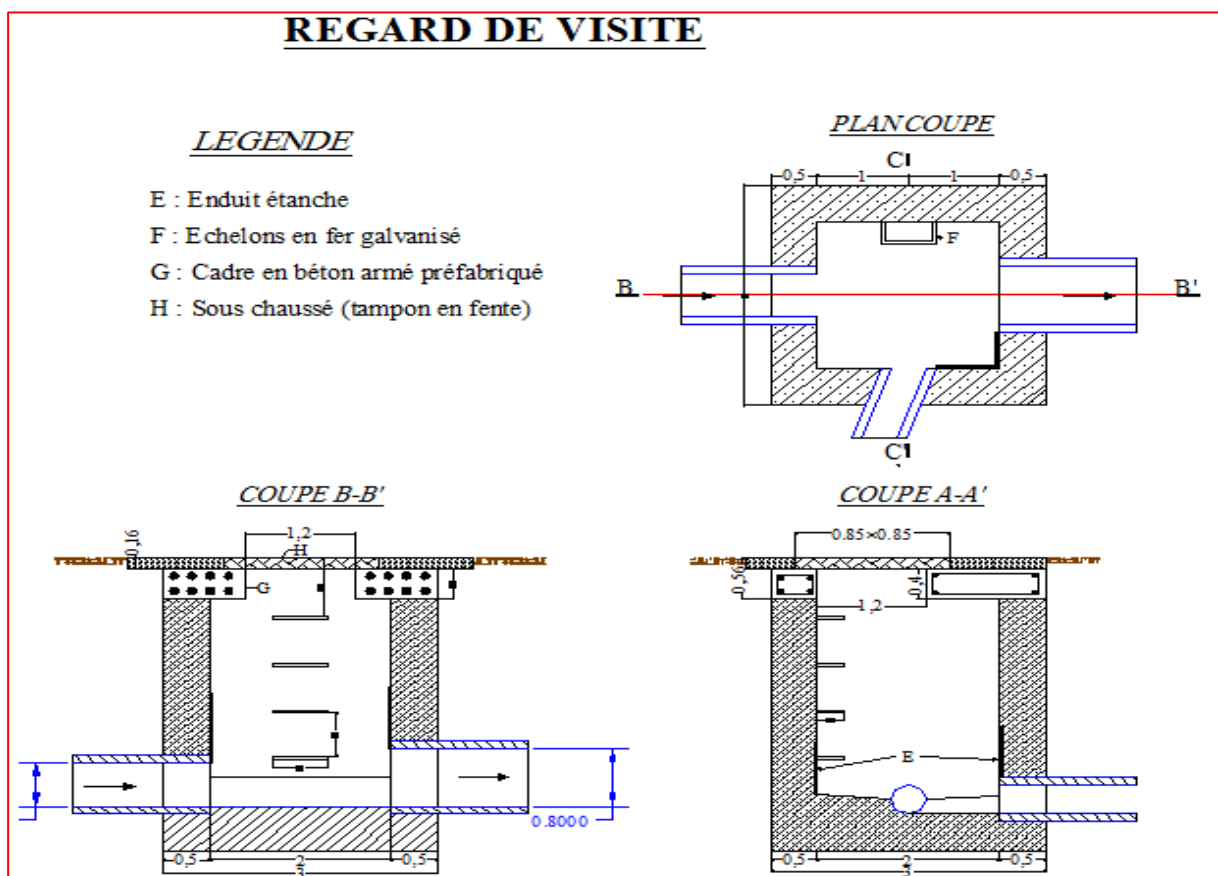
B) 50 à 80 m en terrain plat.

Sur les canalisations les regards doivent être installés :

- A chaque changement de direction ;
- A chaque jonction de canalisation ;
- Aux points de chute ;
- A chaque changement de pente ;
- A chaque changement de diamètre ;

Remarque :

Dans notre projet on utilise les regards de chute dans la partie supérieure de l'agglomération.



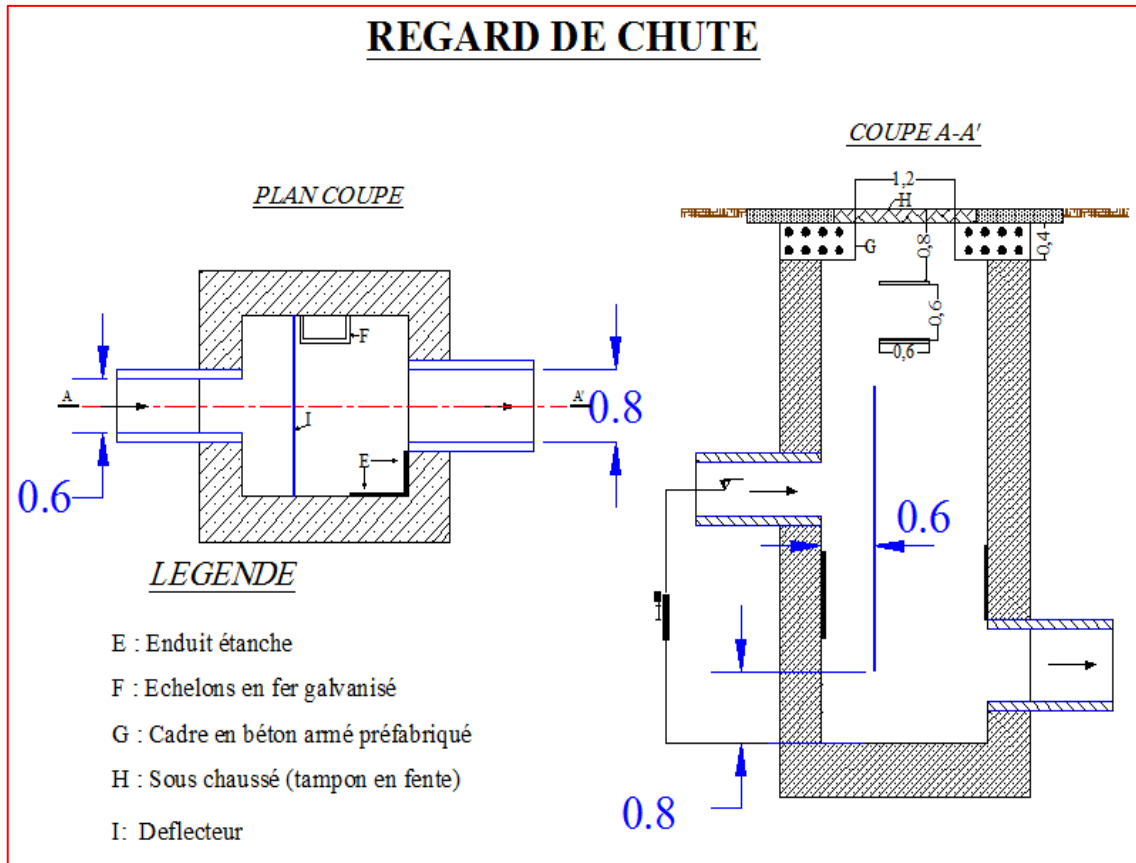


Figure VI.3 : Exemple d'un Regard de chute.

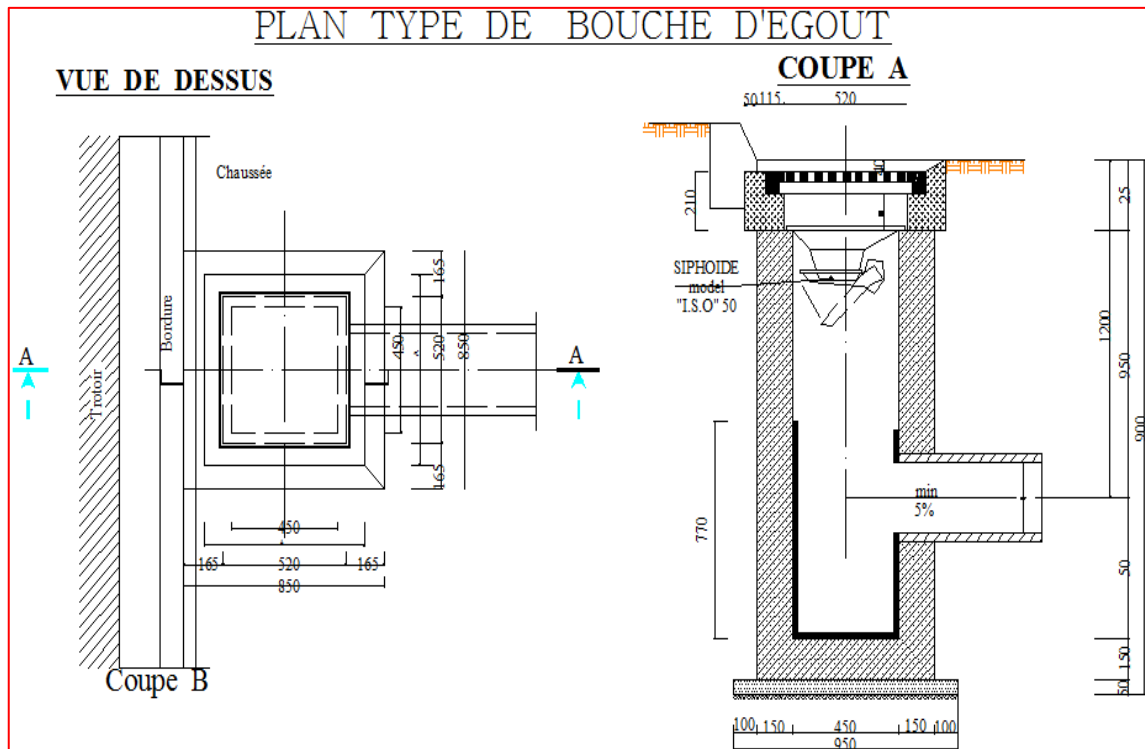


Figure VI.4 : Exemple d'un Bouche d'égout.

Conclusion:

Dans ce chapitre, nous avons identifié tous les éléments qui constituent notre réseau d'assainissement. Ces éléments représentent essentiellement les conduites circulaires en béton de diamètre compris entre 300 et 1500 (mm), et les regards (de chute et de jonction).

Chapitre VII

Organisation de chantier

Introduction :

Après avoir déterminé toutes les caractéristiques et les éléments qui constituent notre réseau d'assainissement, on va faire la réalisation du projet.

Nécessite L'organisation du chantier qui représente le premier point qu'on doit suivre, elle consiste à déterminer et à coordonner la mise en œuvre des moyens nécessaires pour accomplir dans les meilleures conditions possibles les travaux à exécuter avant d'aller sur le chantier et avant le commencement de la réalisation.

L'organisation du chantier permet de déterminer la durée des travaux la plus courte possible et de minimiser le coût de la réalisation.

VII.1. Les actions reçues par la conduite :

Les conduites enterrées sont soumises à des actions qui sont les suivantes :

- La pression verticale due au remblai ;
- La pression résultante des charges roulantes ;
- La pression résultante des charges permanentes de surface ;
- La pression hydrostatique extérieure due à la présence éventuelle d'une nappe phréatique;
- Le poids propre de l'eau véhiculée ;
- Le tassement différentiel du terrain;
- Les chocs lors de la mise en œuvre ;

VII.2. Les informations sur les réseaux publics existants :

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

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

Pour notre agglomération nous avons synthétisé tous les plans de récolement du sous-sol et nous avons constaté que toutes les actions situées préalablement sont présentes dans notre sol.

[14]

VII.3. Exécution des travaux :

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

- Vérification, manutention des conduites ;
- Décapage de la couche du goudron (si elle existe) ;
- 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.

VII.3.1. 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.

VII.3.2. Décapage de la couche végétale:

Le décapage de cette couche se fait par un bulldozer.

Le volume de la couche décapée est :

$$V = b * h * L(m^3)$$

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.

VII.3.3. 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. [14]

VII.3.4. Exécution des tranchées et des fouilles pour les regards :

Le mode d'exécution en fouille ouverte, en tranchée, est le plus fréquemment utilisé lors de la construction des collecteurs urbains.

La profondeur de la tranchée est pratiquement toujours imposée par des conditions d'axe hydraulique ou de croisement d'ouvrages existants.

La largeur de la tranchée dépend essentiellement des dimensions extérieures et du type d'emboîtement des tuyaux, de la fondation, de l'espace minimum nécessaire entre la canalisation et la paroi de la tranchée pour réaliser une pose correcte et un remblayage latéral de compacité adéquate, de la profondeur de pose de la place disponible pour l'exécution des fouilles, de la nature des terrains rencontrés, notamment si les terrassements ne sont pas réalisés à l'abri d'un blindage. Economiquement, il n'est pas intéressant d'établir des tranchées trop larges, vu le coût des terrassements ; on s'oriente donc vers l'exécution de fouilles de largeurs minimales. [15]

L'exécution des fouilles pour les regards et les tranchées est réalisée par une pelle mécanique équipée en rétro de l'aval vers l'amont du réseau.

Les aptitudes de la pelle rétro sont :

- creuser au- dessous de la surface d'appui
- creuser rapidement et précisément les tranchées à talus vertical ;
- creuser à une profondeur importante ;
- creuser dans la direction de la machine. [16]

VII.3.4.1. Largeur du fond de la tranchée :

Largeur d'ouverture de tranchée est obtenue par la formule :

$$B = d + (2*0, 3)$$

Avec :

B : largeur de la tranchée (m)

d : diamètre de la conduite (m)

VII.3.4.2. 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 :

$$\mathbf{H = e + d + h \text{ (m)}}$$

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.

VII.3.5. 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.

VII.3.6. La mise en place des canalisations :

De plus, des règles de bonne pratique sont à respecter ; ainsi, il est conseillé :

- ✓ d'éviter de poser les tuyaux sur des tasseaux qui concentrent les efforts d'écrasement et les font travailler en flexion longitudinale,
- ✓ de réaliser un fond de fouille bien rectiligne pour que les tuyaux y reposent sur toute leur longueur,
- ✓ de creuser le fond de fouille, lorsque les tuyaux sont à emboîtement par collet extérieur sur tout leur pourtour, de façon à éviter que les collets ne portent sur le sol,

- ✓ de placer toujours les tuyaux sur des fouilles sèches,
- ✓ d'éliminer du fond des fouilles tous les points durs (grosses pierres, crêtes rocheuses, vieilles maçonneries,...) qui constituent des tasseaux naturels,
- ✓ en sol rocheux, d'approfondir la fouille de 15 à 20 cm et de confectionner un lit de pose bien damé avec des matériaux pulvérulents ou de procéder à une pose sur un bain fluant de mortier,
- ✓ en sols mouvants, marécageux ou organique, de prévoir un appui en béton, éventuellement sur pieux, ou de procéder au remplacement du sol insuffisamment portant,
- ✓ en terrains où l'eau peut ruisseler ou s'accumuler, de confectionner un appui en matériaux pulvérulents capable d'assurer un bon drainage,
- ✓ de réaliser, si possible dans tous les cas, un appui de manière à ce que le tuyau repose sur un arc au moins égal au quart de sa circonférence extérieure ; plus le diamètre est grand, plus la surface d'appui doit être soignée. [14]

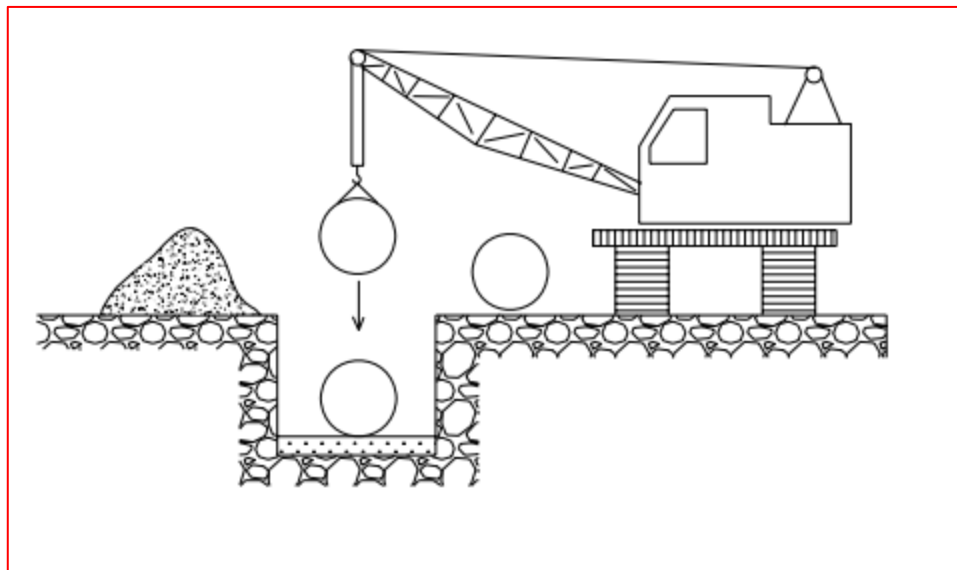


Figure VII.1: Pipelayers (pose de la canalisation).

VII.3.7. 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.3.8. Construction des regards :

Les regards sont généralement de forme carrée dont les dimensions varient en fonction des collecteurs. La profondeur et l'épaisseur varient d'un regard à un autre.

Les différentes opérations pour l'exécution d'un regard sont les suivantes :

- Ferrailage du radier de regard ;
- Bétonnage du radier ;
- Ferrailage des parois ;
- Coffrage des parois ;
- Bétonnage des parois ;
- Décoffrage des parois ;
- Ferrailage de la dalle ;
- Coffrage de la dalle ;
- Bétonnage de la dalle ;
- Décoffrage de la dalle.
- Réglage du fond du regard ;
- Exécution de la couche du béton de propreté ;

VII.3.9. Les boîtes de branchement :

Les boîtes de branchement seront dressées avec grille. Les branchements particuliers doivent être connectés avec le réseau à travers des boîtes de branchement. Ils seront exécutés en tronçon aussi rectiligne que possible, de pente égale au minimum à 3%. Le diamètre de la canalisation doit être inférieur à celui de la canalisation publique.

Les canalisations de branchement seront de préférence raccordées suivant une oblique inclinée à 45° ou 60° par rapport à l'axe général du réseau public. [14]

VII.3.10. Remblais des tranchées:[16]

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.

VII.4. Devis des travaux :

Après l'étude on peut estimer le coût des travaux comme représenté dans le tableau suivant :

Tableau VII.1: le devis quantitatif de notre projet.

N°	Désignation des travaux	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
A	Travaux de terrassement				
A-1	Déblai	M3	5757	400.00	2 302 800.00
A-2	Pose du lit de sable	M3	334	1 800.00	601 200.00
A-3	Remblai de a tranchée	M3	3264	300.00	979200
A-4	Enrobage	M3	1143	1800.00	2 057 400.00
A-5	Évacuation des déblaies excédentaires	M3	2494	300.00	748200
B	Canalisation				
B-1	Fourniture, transport et pose de canalisation				
B-1-1	Diamètre : 300	MI	2843	4 200.00	11 940 600.00
B-1-2	Diamètre : 400	MI	319	5 600.00	1 786 400.00
B-1-3	Diamètre : 500	MI	271	6 500.00	1 761 500.00
B-1-4	Diamètre : 600	MI	134	7 200.00	964 800.00
C	Construction				
C-1	Construction des regards en béton	U	121	120 000.00	14 520 000.00
Tableau récapitulatif					
Canalisation				16 453 300.00	
Terrassement				6688800.00	
Construction de regard				14 520 000.00	
Prix total (DA)				37662100.00	

Conclusion :

Le système d'assainissement de la ville d'Ain Beida Ahriche est constitué de plusieurs ouvrages hydrauliques, telles que les conduites de différents diamètres, les regards de visite, les regards de jonction, regards de chute.

La bonne qualité des matériaux de ces ouvrages rend le système d'assainissement plus fonctionnel, Et la qualité du matériel commercial est très importante pour le démarrage d'une entreprise. Ainsi, le choix des conduites, en tenant compte de leur disponibilité sur le marché national.

Et au final, nous avons conclu que le processus de réalisation de ce projet prend **huit mois** et

Le devis quantitatif de notre projet **37 662 100.00 (DA)**.

Chapitre VIII

Gestion et exploitation du réseau d'assainissement

Introduction :

Les interventions d'exploitation, de maintenance et d'entretien des ouvrages d'assainissement sont une réalité quotidienne, qui nécessite des dispositions et des moyens appropriés. Les contrôles, le curage des réseaux, l'extraction des boues, l'élimination des déchets, la révision des organes électromécaniques, Il existe aussi des matériels et des installations sont autant d'opérations indispensables à un fonctionnement normal du système d'assainissement.

Le réseau d'assainissement et l'ensemble des installations associées nécessitent donc une organisation et une planification des moyens pour assurer un entretien périodique, faute de quoi les canalisations s'engorgent ou se dégradent, le matériel se détériore rapidement et la remise en état nécessaire au bon fonctionnement devient de plus en plus coûteuse.

Nous pouvons choisir des investissements en matière d'ouvrages principaux et annexes (canalisations, regards, bouches d'égout, branchements, etc.) a d'ailleurs initialement été effectué dans le souci d'assurer une bonne exploitation.

VIII.1. Principe de la gestion des réseaux :

La gestion d'un réseau d'assainissement a pour objet d'assurer :

- La pérennité des ouvrages par des opérations de conservation.
- L'entretien courant des réseaux et des organes mécaniques par les interventions de nettoyage, de dépannage et de maintenance.

VIII.2. La connaissance du réseau :

La première condition pour une exploitation rationnelle du système d'assainissement est de connaître :

- Le tracé exact de celui-ci.
- Toutes ces caractéristiques hydrauliques (débit, vitesse...etc.).
- Toutes ces caractéristiques topographiques. (Pente, côte...etc.).
- Exploitation par la régulation des débits et des synchronisations collecte, transport et traitement.

VIII.3. Surveillance du réseau d'assainissement :

Toute mise en place d'un système quelconque de surveillance nécessite au préalable l'établissement de la carte d'identité du réseau que l'on désire contrôler.

Elle apportera une connaissance en fonction des résultats recherchés et des caractéristiques du réseau:

VIII.3.1. Les caractéristiques géographiques et géométriques :

- pour les réseaux : Situation en plan, type ou section, côtes de sol et de fil d'eau, pentes etc....
- Pour les bassins : surface, coefficient de ruissellement, pente moyenne.

VIII.3.2. Les caractéristiques hydrauliques :

- Pluviométrie.
- Consommation d'eau.
- Débit entrant dans le réseau.

VIII.3.3. La surveillance d'un réseau répond à plusieurs objectifs, parmi ceux-ci on citera :

- La sécurité du personnel.
- La maintenance du réseau.
- La protection du milieu urbain et de l'environnement.

VIII.4. Organisation de l'entretien du réseau :

En assainissement, l'entretien est une nécessité quotidienne de bon fonctionnement. Le curage du réseau, l'extraction des boues, l'évacuation des déchets, la révision des organes mécaniques des matériels et des installations, sont autant d'opérations indispensables au fonctionnement normal.

L'organisation de l'entretien des réseaux doit être fondée sur une parfaite connaissance du réseau dans tous ses éléments constitutif set dans son fonctionnement.

Un programme de visite s'avère indispensable afin de mener dans de bonnes conditions des opérations d'entretien, de curage et de contrôle des réseaux.

VIII.4.1. Enlèvement des dépôts :

L'ennemie première des réseaux d'assainissement est le dépôt des matières en suspension, surtout, le sable. Le curage peut se faire automatiquement par des regards de chasse, mais ces derniers ont monté leur limite d'utilisation, donc il vaut mieux prévoir des chasses hydrodynamique ou faire un curage à la main.

VIII.4.2. Détection des fuites :

Les causes principales des fuites sont :

- Les fissures au niveau des collecteurs ou au niveau des regards.
- Les joints qui ne remplissent plus leur rôle.

VIII.4.3. Détection des eaux parasites :

Les eaux parasites proviennent des nappes ou du réseau d'alimentation en eaux potable, la détection se fait à la nuit et on reconnaît les eaux parasites par leur clarté.

VIII.4.4. Entretien des joints :

Les ouvrages (canalisation) peuvent présenter des défauts d'étanchéité et même des ruptures dues aux mouvements du sol, vibration dues à la circulation lourde et dues aux agressions chimiques.

Les défauts généralement se manifestent au niveau des joints. L'entretien consiste à réparer les joints en mauvais état, supprimer les intrusions des racines, réparer les sections corrodées par des déversements chimiques, procéder à l'étanchement des conduites, tant pour les eaux provenant de l'extérieur que de l'intérieur des égouts.

VIII.4.5. Entretien du réseau par télévision :

Le diagnostic des désordres constatés sur les canalisations non visitables est extrêmement difficile. Il est pratiquement impossible d'avoir une vue directe pour examen par source lumineuse et miroir, sur un tronçon de canalisation entre deux regards espacés de 40 à 50mètres, lorsque le diamètre est inférieur à 600 millimètres ou lorsqu'une anomalie est décelée au passage d'un engin de curage .On ne peut pas savoir s'il s'agit d'un joint dégradé, d'une fissure, d'un branchement particulier en saillie, d'un dépôt incrustant ou d'un corps étranger. L'inspection des égouts non visitables est possible par l'utilisation des circuits fermés de télévision. Le principe de cette technique est : une caméra tractée par un câble initialement passé entre deux regards de

visite donne de l'intérieur de la canalisation visitée une image visible sur l'écran du téléviseur. Il est évident que ce matériel de visite des canalisations apporte beaucoup d'efficacité lors de l'exploitation d'un réseau.

- L'inspection télévisée apporte énormément dans de nombreux autres domaines
- La détection rapide de la nature des anomalies ainsi que leur repérage précis ;
- Le suivi de l'évolution des matériaux constitutifs des tuyaux ;
- La validité dans le temps des techniques de pose de canalisation ;
- La possibilité de contrôle des infiltrations d'eau de nappe dans le réseau ;
- L'élaboration à moyen terme de programme de nettoyage des canalisations en fonction de leur vitesse d'encrassement ;

Le contrôle de l'efficacité des têtes d'hydro-curage et la détermination du matériel le mieux adapté au nettoyage en fonction des déchets perturbant. [3]

VIII.4.6. Travaux spécifiques :

VIII.4.6.1. Désodorisation :

Le réseau d'égouts est un milieu favorable à la formation de bactéries qui dégagent des mauvaises odeurs, pour y remédier il faut bien aérer le réseau ou injecter de l'oxygène liquide.

VIII.4.6.2. Lutte contre la corrosion de l'H₂S :

Comme les conduites de notre réseau sont en béton qu'est un matériau plus sensible à l'attaque de l'acide sulfurique, il faut empêcher la formation de ce dernier par des moyens hydrauliques ou chimiques qu'on a cités précédemment.

VIII.5. Exploitation du réseau :

L'exploitation est la somme des exigences physiques assurant le bon fonctionnement du réseau au profit des usagers et des collectivités. C'est pourquoi la fiabilité de l'ensemble de ces ouvrages et appareillages mécaniques repose sur un certain nombre de conditions et d'actions auxquelles le responsable de cet équipement public doit satisfaire

- la connaissance complète des objectifs relatifs à l'efficacité des installations, au respect de l'environnement et du milieu récepteur

- la compétence technique relative au fonctionnement et à l'aménagement du réseau existant permettant en déduire toute la capacité pour l'extension de l'agglomération provoqué par l'urbanisation.
- La pratique des travaux d'entretien concernant le réseau, les ouvrages annexes et la conduite souvent délicate des stations d'épuration.
- La protection du personnel et l'amélioration des conditions de travail.
- L'obligation de la surveillance et du contrôle des appareillages en vue d'assurer le niveau de qualité exigée par les collectivités avant tout rejet dans le milieu naturel.
- La nécessité de créer une organisation rationnelle des services (personnel, matériel, véhicules et matière). Permettant le fonctionnement de l'équipe publique aux moindres coûts, en respectant l'équilibre des dépenses et des recettes sans oublier les économies d'énergie possibles.
- On admet que les modalités d'exploitation que l'on vient d'énumérer sont aussi importantes que la conception des équipements et ouvrages d'assainissement.

VIII.5.1. Technique d'exploitation du réseau :

Les réseaux d'assainissement, qui véhiculent à faible vitesse des débits de temps et de petites pluies nécessitent pour qu'ils soient protégés des dépôts et de l'encrassement, des opérations de curage.

Les techniques et les moyens susceptibles d'être mis en oeuvre sont variables en fonction des contraintes, la plus importante de celle-ci est l'accessibilité à l'intérieur des ouvrages.

Aussi on est amené à distinguer les interventions périodiques suivantes :

VIII.5.1.1. Curage mécanique des égouts visitables :

Dans le domaine du curage mécanique des égouts visitables, nous envisagerons successivement les moyens mécaniques avec :

A– les ouvrages en eau (ouvrages eaux usées en séparatif ou en unitaire)

B –les ouvrages à sec (ouvrage d'eaux pluviales).

VIII.5.1.1.1. Curage mécanique en présence d'eau :

VIII.5.1.1.1.1. Périodicité des travaux de curage :

La périodicité du curage est fonction :

- Du site où se trouve la bouche d'égout (marchés,...) ;
- De l'état de la voirie, trottoirs en gravier ou pas ;
- Du type de voie, avec caniveaux ou sans, bordée ou non d'arbres;
- De la nature du roulage et des transports de produits pouvant se répandre sur la chaussée (sables, graviers...) ;

VIII.5.1.1.1.2. Principe de curage :

Le curage s'effectue à l'aide d'une vanne mobile susceptible de se déplacer longitudinalement dans l'égout à nettoyer.

La vanne a une forme semblable à la coupe transversale de l'égout (partie inférieure limitée par une horizontale située environ au niveau de la naissance de la voûte).

Cette vanne comporte à sa partie inférieure, au niveau du radier de l'égout, une lumière obturée par une vanne secondaire. On ouvre alors la lumière qui constitue un ajutage de section réglable par lequel s'échappe un jet d'eau tangent au radier de l'égout, la vitesse de l'eau étant proportionnelle à la racine carrée de la dénivelée entre les plans d'eau amont et aval.

Les sédiments sont déplacés vers l'aval à une distance variant de quelques centimètres à quelques dizaines de mètres en fonction de la vitesse de l'eau d'une part, de la granulométrie et de la densité des sédiments d'autre part.

VIII.5.1.1.2. Curage mécanique sans présence d'eau:

Le curage ne peut être exécuté en utilisant l'énergie de l'eau puisque le débit de temps sec est très insuffisant. Donc on doit extraire cette matière accumulée dans l'égout au moyen des techniques rustiques basées sur les bras, la pelle et la pioche.

VIII.5.1.2. Curage des égouts non visitables:

Les réseaux d'égout non visitables font appel pour le curage à deux types de procédés:

A - Procédé manuel.

B - Procédé hydrodynamique.

VIII.5.1.2.1. Les procédés manuels de curage :

L'entretien réalisé selon ces procédés impose au personnel d'être directement en contact avec l'effluent.

VIII.5.1.3. La chasse d'eau :

Ce procédé consiste à réaliser une retenue en amont par obstruction de la canalisation au moyen d'un bâtard d'eau. L'ouverture rapide de cette retenue crée en aval une chasse qui entraîne une grande partie des dépôts existants.

Ce procédé présente un certain nombre d'inconvénients, parmi lesquels: la mise en charge du réseau qui se répercute sur les branchements particuliers ainsi que le phénomène du dépôt dans la partie amont pendant la retenue.

VIII.5.1.3.1. Le curage par la boule :**VIII.5.1.3.1.1. La boule flottante :**

Ce procédé est utilisé pour le curage du siphon ou de grands émissaires non visitables, car il est constamment en charge, une boule en bois dur, d'un diamètre légèrement inférieur au diamètre de la canalisation à curer est introduite par un ouvrage spécial. Cette boule, suit la génératrice supérieure du tuyau et se met en rotation du fait de la poussée amont et de la pression de l'eau sous la boule. Le courant d'eau, ainsi créé, entraîne les dépôts gênants l'avancement de la boule jusqu'à l'ouvrage de sortie qui permettra de la récupérer et d'éliminer les matières entraînées.

VIII. 5.1.3.2. La boule roulante :

Elle active l'auto curage du collecteur. La boule a un diamètre de l'ordre de 50 cm et comporte des bourrelets en forme de (S). Le lâchage quotidien d'une boule dans les collecteurs entraînée par le courant remet en suspension et entraîne les dépôts.

VIII. 5.1.4. Le procédé hydrodynamique :

Le curage hydrodynamique est généralement exécuté par des aspiratrices ou par des cureuses hydromécaniques.

VIII. 5.1.4.1 Cureuses hydromécaniques :

Ce sont des appareils qui se déplacent de l'amont vers l'aval du collecteur, un jet central désagrège les boues tandis d'autres jets latéraux poussent les boues émulsionnées vers le regard afin d'être aspirées.

VIII.5.1.5. Les aspiratrices :

Ces équipements, montés sur châssis camion, se composent d'une cuve d'un volume de 4 à 25 m³ mise en dépression par une pompe à vide, d'un débit variant entre 500 et 1000 m³/h. Les matières déposées sur le radier de l'ouvrage sont ainsi aspirées par l'intermédiaire d'un tuyau souple raccordé à l'arrière de la cuve.

Les aspiratrices sont principalement utilisées pour le nettoyage des bouches d'engouffrement, des bacs de dessablement.

Elles sont également, utilisées lors du curage des collecteurs visitables, car leur puissance d'aspiration permet d'aller chercher les sables assez loin par allongement des tuyaux d'aspiration.
[17]

VIII.6. Réhabilitation du réseau : [18]

Un réseau d'assainissement est considéré comme inexploitable lorsque les préjudices qu'il cause au milieu naturel ou aux citoyens ne sont plus tolérables, dans un tel cas on a deux choix : soit le réparer ou le changer. Le remplacement d'un réseau d'assainissement s'avère très coûteux et les travaux de réalisation causent beaucoup plus de désagrément que lors de la réparation. Les travaux de réhabilitation que l'entrepreneur doit entreprendre sont :

- Le fraisage des obstacles intérieurs.
- Le tubage intérieur.
- Le graissage intérieur.
- L'injection de produits colmatant

VIII.6.1. Le fraisage des obstacles :

C'est une opération destinée à l'élimination des racines d'arbres qui s'introduisent par les joints, l'opération est effectuée par une brosse circulaire dure qui est actionnée par un mouvement de rotation autour d'un axe horizontal. Le mouvement de rotation est assuré par un moteur électrique.

VIII.6.2. L'injection des produits colmatant :

Cette technique est utilisée pour les conduites de gros diamètres, elle consiste à projeter par centrifugation une couche de mortier de ciment ou résine hypoxydique qui se stabilise à l'état de gel ce qui permet d'obturer tous trous ou fissure.

VIII.6.3. le tubage intérieur :

On adopte cette technique pour les conduites ayant un diamètre de 1000 mm ou plus, son principe consiste à placer des tuyaux à l'intérieur de la canalisation. L'assemblage se fait par collage, par emboîtement, par joint caoutchouc ou par thermo-soudage.

VIII.6.4. Le gainage intérieur :

Ce procédé est utilisé pour les conduites de diamètre allant de 200 mm à 1000 mm, avant la mise en place de la gaine on procède à une inspection de la canalisation par une caméra TV. On place à l'intérieur de la conduite une gaine qu'on gonfle avec de l'air sous pression (de 0,1 à 0,5 bar).

VIII.6.5. Le chemisage extérieur :

L'opération est appliquée pour les canalisations traversant des terrains marécageux, ou des soles agressifs. Elle consiste à enrober la canalisation d'une gaine étanche et qui résiste aux attaques chimiques, la gaine est ensuite entourée par une couche de sable pour faciliter le drainage des eaux qui se stagnent autour de la conduite.

VIII.7. Les risques courus par les travailleurs de l'eau usée :**VIII.7.1. Risque liés au gaz toxiques :**

Les travailleurs de l'eau, et particulièrement les égoutiers, courent des risques en ce qui concerne leur santé et leur vie parce qu'ils peuvent être en contact avec des gaz toxique ou explosifs, ou avec des substances volatiles toxiques. Par ailleurs ils peuvent être asphyxiés par manque d'oxygène.

Pour chaque gaz, substances toxiques où les vapeurs il y a des concentrations à ne pas dépasser.

Parmi ces gaz toxiques on citera : NH_3 , CO , CH_4 , vapeur d'essence, H_2S , et le CH_4 .

VIII.7.2. Autres risques que courent ces travailleurs :

Les travailleurs affectés à la construction et à la réalisation des systèmes d'assainissement courent les mêmes risques que les travailleurs de n'importe quel chantier : risque de chute, d'électrocution, etc. C'est pour quoi ils doivent, selon le risque, porter des casques protecteurs,

des bottes à embout d'acier, des lunettes protectrices, vêtements étanches, utiliser des détecteurs de gaz portables, en plus de rester tout le temps attentif.

VIII.8. Maladies liées à l'eau usée :

Plusieurs maladies d'origine bactérienne et virales sont transmises à l'homme lorsque ce dernier consomme une eau contaminée. Ces maladies sont connues sous le nom de maladies à transmission hydrique (MVH), parmi elles on citera :

- Le choléra.
- La fièvre typhoïde.
- La fièvre paratyphoïde.
- La dysenterie.
- La diarrhée infectieuse.

Il est à noter que les principaux symptômes des MVH sont :

- Diarrhée, ou rarement la constipation.
- Fièvre.
- Crampe abdominale.
- Vomissement.

VIII.9. Gestion informatique du réseau :

Pour une bonne gestion il n'y a pas mieux qu'une gestion informatisée, mais pour pouvoir la faire il faut une connaissance totale du réseau et son comportement dans différentes situations (temps sec et temps de pluie). La première chose à faire est d'entreprendre une campagne de mesure pour créer une banque de données qui servira de référence aux événements futurs, ainsi détecter chaque fonctionnement anormal du réseau. Pour perfectionner ce système on peut placer des capteurs de plusieurs paramètres (débit, vitesse,...etc.), au niveau des points les plus sensibles du réseau, qui seront connectés à des commandes automatique ou semi-automatique à distance.

VIII.10. Recommandations pour la gestion et l'exploitation de notre réseau :

La première opération qu'il faut entreprendre, pour une bonne gestion et exploitation de notre réseau, est une campagne de collecte de données et une série de mesures concernant le réseau ; tracé, débit, pente, ...etc. L'objectif de cette opération est de déceler tout fonctionnement incorrect du réseau que l'on doit compléter par des travaux de remise en état,

comme le curage, réparation ou remplacement des éléments défectueux ou les différentes actions citées dans les travaux spécifiques, selon la nature de l'anomalie.

Une fois que l'opération de remise à niveau du réseau terminée, on établit un calendrier annuel de toutes les opérations de surveillance et de contrôle ; à titre d'exemple ; il faut prévoir le curage des tous regards et bouches d'égouts avant les premières pluies de l'automne.

Conclusion :

En Algérie, la gestion des réseaux d'assainissement est presque inexistante, c'est l'absence totale de la maintenance préventive par manque de moyens matériels, jusqu'à présent, C'est à travers cela qu'une procédure est effectuée uniquement à la maintenance curative qui concerne toutes les opérations nécessaires pour remettre en état un ouvrage, il s'agit donc essentiellement d'opérations de nettoyage qui ne sont pas programmables.

Cette maintenance est effectuée pour les réseaux visitables par des grandes entreprises, par contre pour les réseaux non visitables c'est l'A.P.C qui s'en charge des travaux d'entretiens.

Durant les dernières décennies, C'était un investissement a représenté l'effort principal des collectivités locales. Nous devons préserver et préserver notre patrimoine, jusqu'ici quelque peu négligés, représentent pour l'avenir une nouvelle voie d'intérêt. En effet si on veut optimiser le coût global, l'on doit trouver un équilibre entre, d'une part les ouvrages neufs et d'autre part, les travaux de conservation les mieux conduits possible, c'est-à-dire des économies et c'est à travers en effectuant des réparations sans attendre que l'importance des dégradations majeure le coût de restauration.

Conclusion générale

Conclusion générale :

A la fin de ce travail, nous pouvons conclure à travers notre étude que le réseau d'assainissement réalisé repose sur plusieurs critères, dépendant de la nature du terrain et la quantité de l'eau à évacuer, ainsi que le plan d'urbanisation de l'agglomération. Tous ces critères résultent le choix du système d'évacuation et le schéma correspondant. Pour notre agglomération, l'évaluation des débits des eaux pluviales s'est faite par la méthode rationnelle avec un coefficient de ruissellement égale à 0.6. Les débits des eaux usées domestiques et des services publics sont déterminés en fonction de la répartition de la population sur la surface totale (densité).

Le cheminement des collecteurs s'est fait selon la topographie du terrain, en suivant ce qui favorise l'écoulement gravitaire de l'eau et vérifie les deux conditions suivantes:

- L'implantation du réseau prend en considération les pentes qui permettent l'auto curage
- La profondeur des ouvrages doit permettre le raccordement des immeubles riverains au moyen de branchements le plus possible, par ailleurs, a travers notre étude cette profondeur de recouvrement soit compatible avec le type d'ouvrage envisagé et la nature des charges à supporter.

Nous utilisons des regards de chute dans quelques tronçons où la vitesse dépasse la vitesse admissible d'écoulement. Pour le choix de système d'assainissement on a basé sur :

- Le côté financier.
- Le nombre d'habitants.
- Les conditions topographiques.
- La qualité du sol qui aide au démarrage du projet d'entreprise.

A la fin de notre étude on signale qu'on a abouti à des vitesses $0.6 \leq v \leq 4.5$ m/s vérifiant la condition de dépôts et d'auto curage, ainsi que des diamètres $300 \leq D \leq 600$ mm avec un cout de 37 662 100.00DA.

Références bibliographiques

- [1] **SMARA, M**, (2008), ETUDE DU SCHEMA DIRECTEUR D'EL ABADIA (W.AIN DEFLA), Mémoire de fin d'études d'assainissement, ENSH;
- [2] **OUCHENNE, B**, (2013), Etude du réseau d'assainissement de la ville d'OumEl Bouaghi, POS;
- [3] **GOMELLA, C, GUERREE, H**, (1986), Guide d'assainissement dans les agglomérations urbaines et rurales, tome 1, EYROLLES, Paris ;
- [4] **HENRI .G ET CYRIL, G**, (1982) ; les eaux usées dans les agglomérations urbaines ou rurales ,2° Edition, EYROLLES, Paris .169p ;
- [5] **KERLOC'H BRUNO (C.E.T.E. NORD - PICARDIE) et MAELSTAF DAMIEN** (DDE 80) ;
- [6] **TOUAIBIA, B**, (2004), Manuel pratique d'hydrologie ;
- [7] **DJBAILI, A**, (2014), Etude du réseau d'assainissement de la commune Negrine, (POS2) W.de Tbessa ;
- [8] **DERNOUNI.F**, (2004), Cours d'assainissement, ENSH;
- [9] **FRANÇOIS G, BRIERE**, (1997), distribution et collecte des eaux, édition de l'école Polytechnique de Montréal ;
- [10] **DJERBOA.S.SADOUN**, (2010), (Etude du réseau d'assainissement de la ville,Ai (POS06). W d'Oum el Bouaghi). Mémoire d'ingénieur d'état, université d'Oum el Bouaghi ;
- [11] **SALAH, B**, (1993), cours d'assainissement, école nationale supérieure de l'hydraulique, BLIDA ;
- [12] **Boualem, S**, (2010), cours d'assainissement, ENSH, Blida ;
- [13] **MARC SATIN, BECHIR SELMI**, (2006), Guide Technique de l'Assainissement, Édition Le Moniteur, Paris (France) ;
- [14] **HADDAD, A**, (2005), **DIAGNOSTIC, ET EXTENSION DU RESEAU D'ASSAINISSEMENT DE LA VILLE DE HADJOUT (W.TIPAZA)**, ENSH ;
- [15] **NONCLERCO, P**, Le calcul statique des collecteurs urbains, 3eme partie ;
- [16] **BELAOUAKLI, B**, (2005), Cours organisation de chantier, ENSH;

- [17] **FRANCOIS, V**, (1994), « Mémento du gestionnaire de l'alimentation en eau et de l'assainissement », Paris ;
- [18] **JEAN-MARC BERLAND**, (Octobre 2004), Réhabilitation des réseaux d'assainissement en zone rurale.

Annexe N°1 : Plan masse + levie topographique + réseau d'assainissement (De la ville d'AIN Beida Ahriche Wilaya de Mila) ;

Annexe N°2 : Profil en long (R₅₉-R₃₆) ;

Annexe N°3 : Profil en long (R₁-R₂₃).

Tableau I : Représenter les eaux pluviales dans le réseau unitaire.

Tronçons	S (ha)	Cr	I (l/s/ha)	Q (l/s)	Qt
R59 - R60	0.097	0.6	142.72	8.306304	8.306304
R60 - R61	0.086	0.6	142.72	7.364352	15.670656
R77 - R78	0.041	0.6	142.72	3.510912	3.510912
R78 - R61	0.041	0.6	142.72	3.510912	7.021824
R61 - R62	0	0.6	142.72	0	22.69248
R79 - R80	0.034	0.6	142.72	2.911488	2.911488
R80 - R62	0.035	0.6	142.72	2.99712	5.908608
R62-R63	0	0.6	142.72	0	28.601088
R81- R82	0.036	0.6	142.72	3.082752	3.082752
R82- R63	0.034	0.6	142.72	2.911488	5.99424
R63-R64	0	0.6	142.72	0	34.595328
R64- R65	0	0.6	142.72	0	34.595328
R65- R66	0.039	0.6	142.72	3.339648	37.934976
R74- R66	0.035	0.6	142.72	2.99712	2.99712
R66- R67	0	0.6	142.72	0	40.932096
R75- R67	0.04	0.6	142.72	3.42528	3.42528
R67- R68	0	0.6	142.72	0	44.357376
R76- R68	0.038	0.6	142.72	3.254016	3.254016
R68- R69	0	0.6	142.72	0	47.611392
R69- R70	0	0.6	142.72	0	47.611392
R70- R71	0	0.6	142.72	0	47.611392
R71- R72	0.4	0.6	142.72	34.2528	81.864192
R72- R73	0.022	0.6	142.72	1.883904	83.748096
R73- R36	0.025	0.6	142.72	2.1408	2.1408
R73- R36	0.093	0.6	142.72	7.963776	93.852672
Somme	1.096				
R24- R25	0.084	0.6	142.72	7.193088	7.193088
R25- R26	0.022	0.6	142.72	1.883904	1.883904
R25- R26	0.052	0.6	142.72	4.452864	4.452864
R25- R26	0.033	0.6	142.72	2.825856	16.355712
R26- R27	0.032	0.6	142.72	2.740224	19.095936
R27- R28	0.033	0.6	142.72	2.825856	21.921792
R28- R29	0	0.6	142.72	0	21.921792
R89- R29	0.011	0.6	142.72	0.941952	0.941952
R89- R29	0.029	0.6	142.72	2.483328	3.42528
R29- R30	0.048	0.6	142.72	4.110336	29.457408
R30- R31	0.46	0.6	142.72	39.39072	68.848128

R31- R32	0	0.6	142.72	0	68.848128
R33- R34	0.003	0.6	142.72	0.256896	70.21824
R34- R35	0.089	0.6	142.72	7.621248	77.839488
R35- R36	0	0.6	142.72	0	77.839488
Somme	0.896				
Somme total	1.992				
R36- R37	0.069	0.6	142.72	5.908608	177.600768
R37- R38	0	0.6	142.72	0	177.600768
R38- R39	0.75	0.6	142.72	64.224	241.824768
R39- R40	0	0.6	142.72	0	241.824768
R40- R41	0	0.6	142.72	0	241.824768
R41- R42	0	0.6	142.72	0	241.824768
R98- R99	0.089	0.6	142.72	7.621248	7.621248
R98- R99	0.053	0.6	142.72	4.538496	12.159744
R99- R97	0.053	0.6	142.72	4.538496	16.69824
R96- R97	0.11	0.6	142.72	9.41952	9.41952
R97- R42	0	0.6	142.72	0	26.11776
R94- R95	0.05	0.6	142.72	4.2816	4.2816
R95- R42	0	0.6	142.72	0	4.2816
Somme	1.174				
Somme total	3.166				
R42- R43	0	0.6	142.72	0	272.224128
R43- R44	0.25	0.6	142.72	21.408	293.632128
R44- R45	0	0.6	142.72	0	293.632128
R45- R46	0.1	0.6	142.72	8.5632	302.195328
R46- R47	0	0.6	142.72	0	302.195328
R47- R48	0.04	0.6	142.72	3.42528	3.42528
R47- R48	0.041	0.6	142.72	3.510912	309.13152
R48- R49	0.013	0.6	142.72	1.113216	310.244736
R49- R50	0.078	0.6	142.72	6.679296	316.924032
R100- R101	0.2	0.6	142.72	17.1264	17.1264
R101- R102	0.087	0.6	142.72	7.449984	24.576384
R102- R103	0	0.6	142.72	0	24.576384
R103- R104	0	0.6	142.72	0	24.576384
R104- R50	0	0.6	142.72	0	24.576384
R50- R51	0.37	0.6	142.72	31.68384	373.184256
Somme	1.179				
Somme total	4.345				
R52- R53	0.013	0.6	142.72	1.113216	1.113216
R53- R54	0	0.6	142.72	0	1.113216
R54- R55	0.25	0.6	142.72	21.408	22.521216
R55- R56	0	0.6	142.72	0	22.521216
R56- R57	0.15	0.6	142.72	12.8448	35.366016
R57- R58	0.09	0.6	142.72	7.70688	43.072896
R105- R106	0.036	0.6	142.72	3.082752	3.082752
R106- R107	0.052	0.6	142.72	4.452864	7.535616
R107- R58	0.17	0.6	142.72	14.55744	22.093056

R58- R51	0	0.6	142.72	0	65.165952
Somme	0.761				
SBV N°1	5.106				
R1- R2	0.04	0.6	142.72	3.42528	3.42528
R1- R2	0.021	0.6	142.72	1.798272	5.223552
R2- R3	0	0.6	142.72	0	5.223552
R3- R4	0	0.6	142.72	0	5.223552
R83- R5	0.11	0.6	142.72	9.41952	9.41952
R4- R5	0	0.6	142.72	0	5.223552
R84- R6	0.13	0.6	142.72	11.13216	11.13216
R84- R6	0.17	0.6	142.72	14.55744	25.6896
R5- R6	0	0.6	142.72	0	40.332672
R85- R7	0.051	0.6	142.72	4.367232	4.367232
R85- R7	0.043	0.6	142.72	3.682176	8.049408
R6- R7	0	0.6	142.72	0	48.38208
R86- R8	0.049	0.6	142.72	4.195968	4.195968
R7- R8	0	0.6	142.72	0	52.578048
R8- R9	0.057	0.6	142.72	4.881024	4.881024
R8- R9	0.017	0.6	142.72	1.455744	58.914816
R90- R91	0.021	0.6	142.72	1.798272	1.798272
R90- R91	0.084	0.6	142.72	7.193088	8.99136
R91- R92	0.021	0.6	142.72	1.798272	10.789632
R92- R93	0.042	0.6	142.72	3.596544	14.386176
R93- R10	0.11	0.6	142.72	9.41952	23.805696
R9- R10	0	0.6	142.72	0	82.720512
R10- R11	0.042	0.6	142.72	3.596544	86.317056
R11- R12	0.032	0.6	142.72	2.740224	89.05728
R12- R13	0	0.6	142.72	0	89.05728
R13- R14	0	0.6	142.72	0	89.05728
R14- R15	0	0.6	142.72	0	89.05728
R15- R16	0.02	0.6	142.72	1.71264	90.76992
R16- R17	0	0.6	142.72	0	90.76992
R108- R109	0.064	0.6	142.72	5.480448	5.480448
R109- R110	0.053	0.6	142.72	4.538496	10.018944
R110- R111	0.016	0.6	142.72	1.370112	11.389056
R111- R112	0.03	0.6	142.72	2.56896	2.56896
R111- R112	0.041	0.6	142.72	3.510912	17.468928
R112- R18	0	0.6	142.72	0	17.468928
R17- R18	0	0.6	142.72	0	90.76992
R113- R114	0.13	0.6	142.72	11.13216	11.13216
R114- R115	0	0.6	142.72	0	11.13216
R115- R116	0.11	0.6	142.72	9.41952	20.55168
R116- R117	0.032	0.6	142.72	2.740224	2.740224
R116- R117	0.009	0.6	142.72	0.770688	24.062592
R117- R19	0	0.6	142.72	0	24.062592
R18- R19	0	0.6	142.72	0	132.30144
R19- R20	0.11	0.6	142.72	9.41952	141.72096

R20- R21	0	0.6	142.72	0	141.72096
R118- R119	0.045	0.6	142.72	3.85344	3.85344
R119- R120	0.13	0.6	142.72	11.13216	14.9856
R121- R122	0.11	0.6	142.72	9.41952	9.41952
R121- R122	0.052	0.6	142.72	4.452864	13.872384
R122- R123	0.082	0.6	142.72	7.021824	20.894208
R123- R120	0	0.6	142.72	0	20.894208
R120- R22	0.092	0.6	142.72	7.878144	43.757952
R21- R22	0	0.6	142.72	0	141.72096
R22- R23	0	0.6	142.72	0	185.478912
SBV N°2	2.1				
BV	7.28				

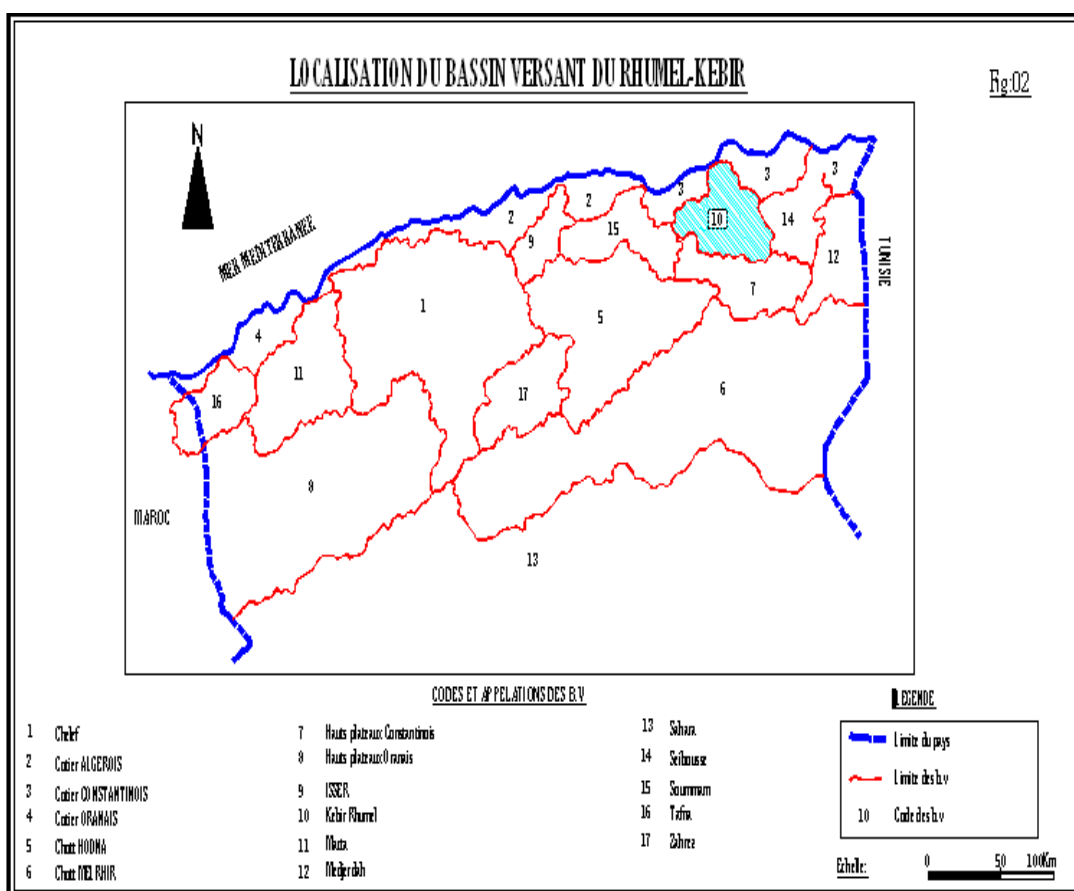


Figure I : Localisation du bassin versant.

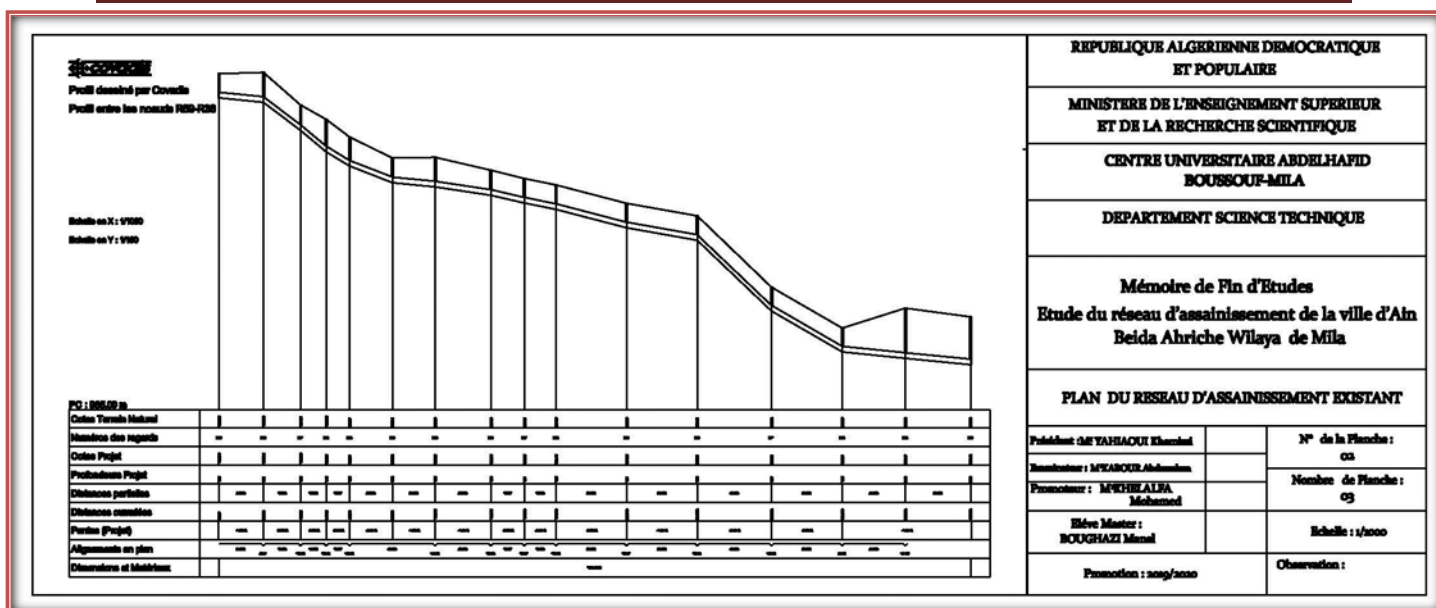


Figure III : profil en log R59-R36

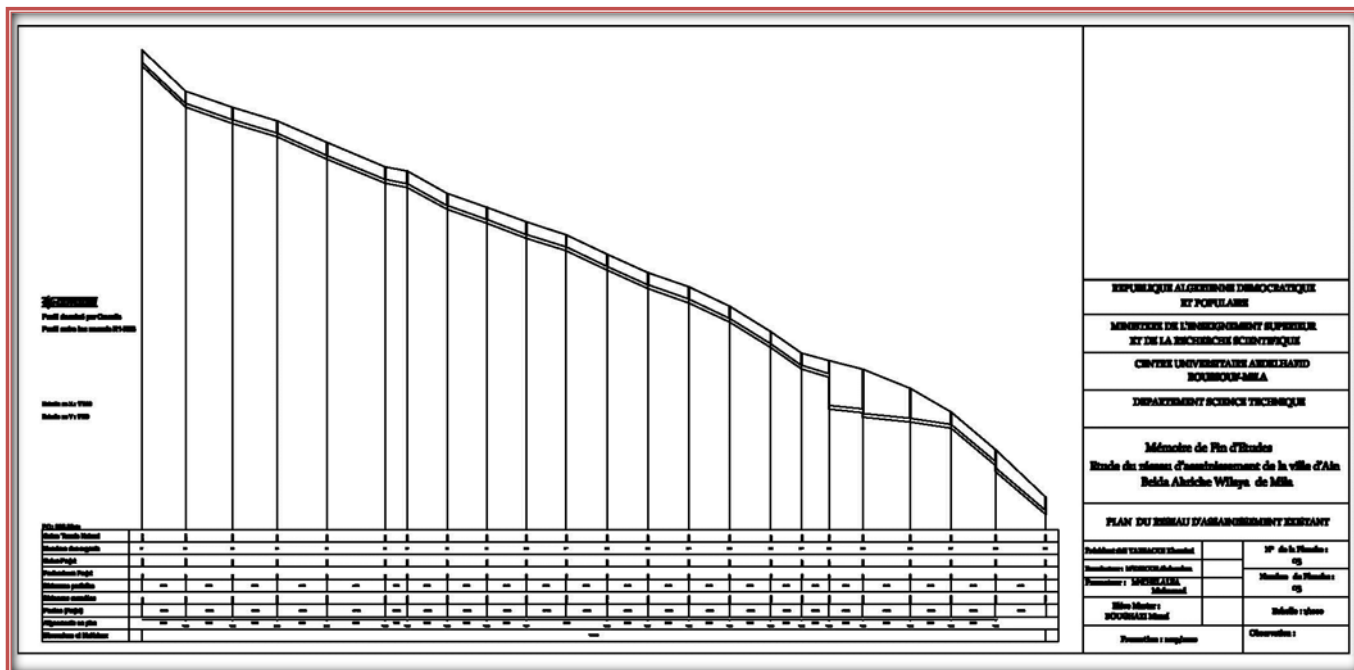


Figure IV : profil en long R1-R23