

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE -ARBAOUI Abdellah-

DEPARTEMENT D'HYDRAULIQUE URBAINE

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

Pour l'obtention du diplôme d'Ingénieur d'Etat en Hydraulique

Option: ASSAINISSEMENT

THEME :

**Diagnostic et étude de déviation du réseau d'assainissement de
l'hôpital de la ville de KOLEA (wilaya TIPAZA)**

Présenté Par :

ELAGRARI MADJDA

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
M ^r SALAH Boualem	Professeur	Président
M ^{me} MOKRANE Wahiba	M.A.A	Examinatrice
M ^{me} AMMOUR Fadhila	M.A.A	Examinatrice
M ^{me} HADJ SADOK Nabila	M.A.A	Examinatrice
M ^r KAHLERRAS Djilali	M.C.B	Promoteur

Juin - 2018

Dédicace

A chaque fois qu'on achève une étape importante dans notre vie, on fait une pose pour regarder en arrière et se rappeler toutes ces personnes qui ont partagé avec nous tous les bons moments de notre existence, mais surtout les mauvais. Ces personnes qui nous ont aidés sans le leur dire, soutenus sans réserve, aimé sans compter, ces personnes à qui notre bonheur devient directement le leur, à qui un malheur en nous, en eux se transforme en pleur.

Je dédie ce modeste travail, je rends un grand hommage, en signe de respect et de reconnaissance à :

Mes très chers parents Yahia et Yamina, qui ont cru en moi et pour tous les sacrifices et le soutien moral matériel qu'ils m'ont apporté durant mes études pour que je réussisse, que Dieu les protège.

Mes très chères sœurs Laalia et Nissa qui ont toujours été là pour me soutenir et m'encourager et m'aider.

Mes très chères frères Maamar et Merouane .

Mes chers neveux Abdelouadoudé et Newfel.

Mes belle sœurs Soumia et Fatiha.

Mon beau-frère Kamel.

Mes meilleurs amis de l'ENSH et le club HEC, Sachez que je ne vous oublierai jamais.

A tous mes enseignants durant toutes mes années d'étude (...., lycée, Epst, Ensh).

E. Madjda

Remerciement

Tout d'abord, je remercie le bon DIEU, Notre créateur de m'avoir donné la force, la volonté et le courage afin d'accomplir ce travail modeste.

J'adresse le grand remerciement à mon promoteur Mr KAHLRRAS Djilali, pour sa contribution, sa disponibilité et ses précieux conseils du début à la fin de ce travail.

J'exprime mes vifs remerciements aux membres de jury qui m'ont fait l'honneur de juger ce travail :

Je tiens à remercier vivement :

- ✓ *Mr SALAH Boualem, enseignant à l'E.N.S.H, pour son aide et son orientation.*
- ✓ *M^{me} MOKRANE Wahiba, enseignante à l'E.N.S.H, pour son aide et ses précieux conseils.*
- ✓ *M^{me} AMMOUR Fadhila, pour son aide et ses précieux conseils.*
- ✓ *M^{me} HADJ SADOK Nabila, pour son aide ses précieux conseils.*
- ✓ *Mr A. Boufekane; enseignant à l'E.N.S.H, pour ses orientations.*
- ✓ *Les membres de la bibliothèque de l'E.N.S.H, pour leurs aides précieuses.*

Toute gratitude à nos professeurs et enseignants qui nous ont guidés au cours de la formation d'ingéniera, et pour tout la famille de ENSH.

Merci à tous

ELAGRARI Madjda

ملخص

يهدف هذا المشروع إلى القيام بدراسة تشخيصية لشبكة الصرف الصحي المارة بمستشفى مدينة القليعة ولاية تيبازة ، و معاينة الحالة الفيزيائية لمختلف مكونات الشبكة من قنوات و منشآت و كذلك قدرة استيعابها على تصريف المياه المنزلية المستعملة و مياه الأمطار حسب المعايير المنصوص عليها وهذا من اجل إيجاد حلول مناسبة لإصلاح الخلل وتحسين ظروف التدفق وفقا لمتطلبات الانظمة الحالية لحماية البيئة من التلوث و الحفاظ على الصحة العامة وتطوير شبكة الصرف الصحي بما يناسبها لضمان سير حسن ومثالي على المدى البعيد.

Résumé

Ce projet a pour but de diagnostiquer le réseau d'assainissement de l'hôpital de la ville de KOLEA (W.TIPAZA), afin d'étudier la possibilité de sa déviation à l'extérieur du périmètre de cet établissement, conformément aux exigences de la réglementation en vigueur relative à la protection contre la pollution de la santé publique et de l'environnement, cela consiste à trouver des solutions réalisables pour réparer les lacunes détectées, et améliorer les conditions de fonctionnement de ce système, pour lui assurer une longue durée de vie.

Pour ce faire, il a fallu passer par l'évaluation de l'état des lieux, en examinant les conditions physiques de fonctionnement des différentes composantes de ce réseau, y compris les ouvrages annexes, ainsi que leur capacité hydraulique d'absorption et d'évacuation des eaux usées domestiques, et des eaux pluviales selon les normes techniques recommandées.

Abstract

The aim of this project is to conduct a diagnostic study of the network sewage of KOLEA Hospital, city of TIPAZA, and provide a deviation measure for it, by examining the physical condition of its various components as: channels and attached installations, as well as their ability to absorb and evacuate used domestic water and rainwater according to the recommended standards. This led to find feasible solutions to repair gaps, improve flow conditions, protect the environment from pollution, maintain public health and develop the network to ensure the long term drainage system.

SOMMAIRE

Introduction générale

Chapitre I : Présentation de zone d'étude

I.1 Introduction	01
I.2 Situation géographique	01
I.3 Données naturelles du site	02
I.3.1 Topographique.....	02
I.3.2 Sismicité	02
I.4 Données climatique.....	02
I.4.1 Climat	02
I.4.2 Vent.....	02
I.4.3 Température	03
I.4.4 Pluviométrie	03
I.4.5 Humidité	03
I.5 Caractéristiques géophysiques.....	04
a-Bourrelet sahélien	04
b- La plaine de la Mitidja	04
I.6 Situation hydraulique	04
I.6.1 Alimentation en eau potable	04
I.6.2 Assainissement	05
I.7 Situation démographique	05
I.8 Conclusion	06

Chapitre II : Etude Hydrologique

II.1 Introduction	07
II.2 Généralité.....	07
II.2.1 Les averses	07

II.2.2 Période de retour	07
II.2.3 L'intensité moyenne de précipitation	07
II.3 Analyser les données pluviométriques et le choix de loi d'ajustement.....	08
II.3.1 Détermination des différents paramètres la série pluviométrique.....	10
II.3.2 Les précipitations maximales journalières	10
II.4 Conclusion	21

Chapitre III : Diagnostic du réseau d'assainissement existant

III.1 Introduction :.....	22
III.2 L'objectif de l'étude du diagnostic	22
III.3 Phases principales d'une étude de diagnostic.	23
III.3.1 Recueil et exploitation des données	23
III.3.2 Description générale du réseau d'assainissement de l'hôpital de la ville de Koléa....	23
III.4 Diagnostic in situ du réseau d'assainissement de la ville de Koléa	24
III.5 Recommandation	34
III.6 Conclusion	34

Chapitre IV : Calcul de base

IV.1 Introduction	35
IV.2 Situation démographique	35
IV.3 Découpage de l'aire d'étude en sous bassins élémentaires.....	36
IV.4 Système d'évacuation des eaux usées et des eaux pluviales.....	36
IV.5 Choix du système d'assainissement	37
IV.6 Schémas d'évacuation.....	37
IV.7 Choix du schéma du réseau d'évacuation	38
IV.9 Choix du coefficient de ruissellement	39
IV.10 Calcul du nombre d'habitants pour chaque sous bassin.....	40
IV.11 Conclusion	41

Chapitre V : Evaluation des débits des eaux usées et pluviales

V.1 Introduction	42
V.2 Evaluation des débits d'eaux usées	42

V.2.1 Généralités.....	42
V.2.2 Nature des eaux usées à évacuer.....	42
V.3 Evaluation des débits des eaux usées domestiques	43
V.3.1 Evaluation du débit moyen journalier	43
V.3.2 Evaluation du débit de pointe	43
V.4 Évaluation des débits des eaux pluviales.....	45
V.4.1 La méthode rationnelle	45
V.4.2 La méthode superficielle (méthode de Caquot)	47
V.5 Choix de la méthode.....	48
V.6 Calcul des débits totales pour chaque sous bassin	49
V.7 Conclusion.....	49

Chapitre VI : Calcul hydraulique du réseau d'assainissement

VI.1 Introduction.....	50
VI.2 Conditions d'écoulement et de dimensionnement.....	50
VI.3 Mode de calcul.....	51
VI.4 Dimensionnement de nouveau réseau	53
VI.5 Conclusion	57

Chapitre VII: Eléments constitutifs du réseau d'assainissement

VII.1 Introduction	58
VII.2 Ouvrages principaux	58
VII.2.1 Canalisations.....	59
VII.2.2 Choix du type de canalisations.....	60
VII.2.3 Les Joints.....	61
VII.2.4 Différentes actions supportées par la conduite.....	62
VII.2.5 Protection des conduites en béton armé.....	62
VII.3 Ouvrages annexes.....	63
VII.3.1 Les ouvrages normaux.....	63
VII.3.1.1 Les branchements.....	63
VII.3.1.2 Les bouches d'égout.....	64
VII.3.1.3 Les Regards.....	64

VII.3.2 Les ouvrages spéciaux (Le déversoirs d'orage)	66
VII.4 Conclusion	69

Chapitre VIII: Organisation du chantier et sécurité du travail

VIII.1 Introduction	70
VIII.2 Organisation du chantier	70
VIII.2.1 Exécution des travaux	70
VIII.2.1.1 Manutention et stockage des conduites	70
VIII.2.1.2 Décapage de la couche de terre végétale	72
VIII.2.1.3 Exécution des tranchées et des fouilles pour les regards.....	72
VIII.2.1.4 Aménagement du lit de pose.	72
VIII.2.1.5 Emplacement des jalons des piquets	73
VIII.2.1.6 Pose canalisations dans la tranchée	73
VIII.2.1.7 Mise en place des conduites.....	74
VIII.2.1.8 Réalisation des regards.....	75
VIII.2.1.9 Remblaiement et compactage des tranchées	75
VIII.2.1.10 Choix des engins	75
VIII.2.2 Devis quantitatif et estimatif	78
VIII.2.2.1 Détermination des différents volumes	78
VIII.2.2.2 Le devis quantitatif et estimatif de projet	80
VIII.3 Sécurité de travail	80
VIII.3.1 Les cause des accidents	81
VIII.3.2 Les actions et conditions dangereuses	81
VIII.3.3 Organisation de La prévention des accidents du travail	82
VIII.4 Conclusion	83

Conclusion générale

Liste des tableaux

N° du tableau :	page
Chapitre I	
Tableau I.1: Les moyennes mensuelles des vitesses du vent	02
Tableau I.2 : Variation des températures mensuelles en (°c) pour l'année (2012 – 2013).....	03
Tableau I.3: Répartition mensuelle moyenne de la pluviométrie (moyenne de la série pluviométrique pour l'année (1980 à 2017) station Kolea secteur, code : 021233).....	03
Tableau I.4: variation de l'humidité mensuelle	03
Tableau I.5 : Estimation du nombre d'habitants selon l'horizon d'étude	06
Chapitre II	
Tableau II.1 : Description de la station pluviométrique	08
Tableau II.2: Précipitations maximales journalières à la station de Koléa	08
Tableau II.3: Caractéristiques de la série	10
Tableau II.4: Les étapes d'homogénéisation de la série	12
Tableau II.5 : L'ajustement par la loi de Gumbel	15
Tableau II.6 : Ajustement à la Loi De Gumbel	17
Tableau II.7: Ajustement à la loi de Galton (Log-normale).....	18
Tableau II.8 : Résultat du teste Khi2	19
Tableau II.9: Valeurs des intensités de pluie en mm/h.....	20
Tableau II.10: Valeurs des intensités de pluie en l/s/ha.....	20
Tableau II.10: Valeurs des intensités de pluie en l/s/ha.....	20
Chapitre III	
Tableau III.1: Etat des regards	25
Tableau III.2: Récapitulatif de diagnostic hydraulique des collecteurs principaux	28
Tableau III.3: Caractéristiques des collecteurs principaux.....	29

Tableau III.4: Etat des déversoirs d'orage	31
Tableau III.5: Etat des rejets	32

Chapitre IV

Tableau IV.1: Estimation du nombre d'habitants selon l'horizon d'étude	35
Tableau IV.2 : Estimation du nombre d'habitants pour l'ensemble des sous bassins selon l'horizon d'étude	36
Tableau IV.3 : Coefficients de ruissellement en fonction de la catégorie d'urbanisation	39
Tableau IV.4: Coefficient de ruissellement en fonction de la densité de la population	39
Tableau IV.5 : Coefficient de ruissellement pour chaque bassin versant	40
Tableau IV.6 : Répartition de population dans chaque sous bassin	41

Chapitre V

Tableau V.1: Evaluation des débits des eaux usées des équipements pour chaque sous bassin..	44
Tableau V.2: Détermination des débits de pointe d'eaux usées pour l'ensemble des sous bassin.....	44
Tableau V.4 : Evaluation des débits pluvieux pour chaque sous bassin	48
Tableau V.5: Evaluation des débits totaux pour chaque sous bassin	49

Chapitre VI

Tableau VI.1 : Nouveau dimensionnement de collecteur d'assainissement	53
Tableau VI.2 : Nouveau dimensionnement de collecteur d'assainissement (Suite)	54
Tableau VI.3 : Nouveau dimensionnement de collecteur d'assainissement (Suite)	55
Tableau VI.4 : Nouveau dimensionnement de collecteur d'assainissement (Suite)	56

Chapitre VII

Tableau VII.1 : diamètres des conduites circulaires équivalents aux hauteurs des conduites ovoïdes ...	69
--	----

Chapitre VIII

Tableau VIII.1 : Devis estimatif des couts de projets	80
---	----

Liste des Figures

N° de figure	page
Chapitre I	
Figure I.1 : Localisation de la zone d'étude	01
Figure I.2 : Schéma en plan du Collecteur Principal Ø600-Béton armé qui traverse l'hôpital et raccordé avec le Collecteur principal chemin des jardins.....	05
Chapitre II	
Figure II.1 : ajustement par la loi de Gumbel	16
Figure II.2 : ajustement par la loi de Galton (Log-normale).....	18
Figure II.3 : Courbes IDF de la zone du projet	20
Chapitre III	
Figure III.1 : Débordement des eaux issues du collecteur Ø600-Béton armé à l'intérieur de l'Hôpital (Cas de Pluie de référence).....	33
Figure III.2 : Débordement des eaux issues du collecteur Ø600-Béton armé à l'intérieur de l'Hôpital (Cas de Pluie d'une intensité élevée).....	33
Chapitre IV	
Figure IV.1 : Schéma par déplacement latéral.....	38
Chapitre VII	
Figure VII.1: joint rocla.....	62
Figure VII.2 : Joint à Collet.....	62
Figure VII.3 : Joint à demi-emboîtement.....	62
Figure VII.4 : Exemple d'un branchement simple de 50m.....	64
Figure VII.5: Regard de visite à section circulaire de 1m de diamètre.....	65
Figure VII.6: Exemple d'un regard simple	66
Figure VII.7: Schéma de principe du déversoir d'orage	67
Chapitre VIII	
Figure VIII.1 : Chargement des canalisations	71
Figure VIII.2 : Déchargement des canalisations.....	71

Figure VIII.3 : lit de pose.....	73
Figure VIII.4 : le pipelayers.....	74
Figure VIII.5 : Pose de la canalisation.....	74
Figure VIII.6 : Niveleuse automotrice.....	76
Figure VIII.7 : Pelle équipée en rétro	76
Figure VIII.8 : Chargeur.....	77
Figure VIII.9 : Compacteur.....	78

Liste des Planches

Planche N°1 : Plan de masse et découpage des sous bassin de la zone d'étude.

Planche N°2 : Plan de réseau d'assainissement existant de la zone d'étude.

Planche N°3 : Plan de collecteur d'assainissement projeté.

Planche N°4 : Profil en long de collecteur principal « R38 – DVO ».

Planche N°5 : Plan des ouvrages annexes du réseau d'assainissement.

INTRODUCTION GENERALE

Un réseau d'assainissement est loin d'être uniquement une structure de canalisation primaire. Aussi, l'exploitation de ce système fait apparaître des points sensibles, sujets à des risques importants.

Les problèmes rencontrés sur le réseau sont de plusieurs types, coutumiers ou accidentels. Certains relèvent de l'intervention immédiate, d'autres simplement d'un entretien quotidien, d'autres encore sont conséquents à une mauvaise conception du réseau.

Bien souvent lorsque des problèmes d'assainissement apparaissent à la suite d'un orage ou d'une extension d'un quartier, on met en cause les travaux initiaux, critiquant le dimensionnement, leur géométrie, voire les matériaux utilisés. L'importance d'une bonne conception à l'origine d'un réseau d'assainissement :

- la gestion des flux (eaux usées domestiques, eaux pluviales, et eaux parasites), ce qui nécessite une bonne connaissance des données d'entrée, d'où un dimensionnement optimum.
- la sécurité des branchements.

Dans cet aspect notre étude, consiste, d'une part, à faire un diagnostic physique et technique de l'état actuel des collecteurs d'assainissements principaux qui traversent l'air de l'Hôpital de la ville de KOLEA (wilaya de TIPAZA), ainsi que leurs ouvrages associés, et d'autre part à proposer des solutions et des variantes adéquates pour le réaménagement de ces collecteurs et l'évacuation des eaux usées vers la station d'épuration de KOLEA .

CHAPITRE -I-

PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

I.1 Introduction :

Avant tout projet d'assainissement, on fait une description du site aux points de vue géologique, hydrologique, démographique, climatique et hydraulique qui permettent de rassembler toutes les caractéristiques du bassin.

I.2 Situation géographique :

Koléa, sise dans la wilaya de Tipaza, est située au Sud-Ouest d'Alger sur le revers méridional du Sahel entre la méditerranée dont elle est distante de 6 Km et la plaine de la Mitidja à 120m d'altitude et à 38 Km d'Alger, 20Km de Blida. Ses limites géographiques sont les suivantes :

- Au Nord, les territoires de Fouka.
- Au Nord-Est, un ravin constitue la limite avec Douaouda ; le Mazafran, par sa rive droite, touche au territoire de Mahelma. L'Oued Fatis, affluent du Mazafran jusqu'à sa confluence avec l'Oued Mokta, au-delà duquel s'étendent des terres de Boufarik borne la commune au Sud-Est.
- Au Sud, la limite englobe Chaïba inférieur et la commune d'Oued-El-Alleug.
- A l'Ouest, le ravin de l'Oued Merissa.



Figure I.1 : Localisation de la zone d'étude.

I.3 Données naturelles du site :

I.3.1 Topographie :

Les pentes observées de 3 à 8%, concerne la partie Nord du plateau et la berge Nord de l'Oued Mazafran. Les pentes de 0 à 3% se situent au Sud dans la plaine sur une superficie s'étendant sur la moitié de la ville et sur une bande au Nord près de la localité Bilal. Les pentes de 8 à 15% se répartissent surtout dans le sud de la ville de Koléa. Le dénivelé maximal sur le réseau est de 76,15 m.

I.3.2 Sismicité :

Au point de vue sismique un épïcentre s'observe en bordure de Sahel longeant la bordure Nord de la plaine de la Mitidja. Le massif du Chenoua est caractérisé par plusieurs facteurs dont l'activité n'a pas été bien définie c'est surtout un ensemble de système de failles.

Depuis le tremblement de terre du 29 Octobre 1989 cette région est étudiée avec attention, la carte des isoséistes montre que tout le Sahel d'Est en Ouest possède une forte magnitude.

Les sols dangereux à hauts risques sismiques sont :

- Les alluvions épaisses et molles ou une nappe phréatique est plus profonde.
- Les sols à poussées sableuses, limoneuses, saturés d'eau.
- Les marnes et argiles, peuvent poser des problèmes lorsqu'ils sont gorgés d'eau.

La ville de Kolea a été classée en zone 1 donc de sismicité à peine sensible.

I.4 Données climatique :

I.4.1 Climat :

La région de Koléa à un climat méditerranéen qui se caractérise principalement par l'alternance d'une saison chaude et sèche qui s'étale de mois de Mai à Septembre et d'une saison froide et humide entre le mois de d'octobre et le mois d'Avril.

I.4.2 Vents :

Les vents dominant sont généralement modérés et faibles ayant les directions ouest et nord-est.

Pour avoir un aperçu de la grandeur de ces vents, on propose le tableau I.1 qui récapitule les vents moyens mensuels durant l'année 2013.

Tableau I.1: Les moyennes mensuelles des vitesses du vent

Mois	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Jui	Jul	Août	Sep	Oct	Nov	Dec
Vitesse (m/s)	23	17	21	20	28	28	24	24	22	12	24	19

Source : ANRH(Blida)

I.4.3 Températures :

La température est très douce, l'amplitude diurne n'excède jamais 10°, les gelées et neige n'y sont pas connues. Les moyennes mensuelles de la température relevées de 11.2°C en janvier à 26.13°C en août.

Tableau I.2 : Variation des températures mensuelles en (°c) pour l'année (2012 – 2013)

Mois	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Jui	Juil	Août	Sept	Oct	Nov	Dec
T °C	11.2	10.56	15.24	15.48	17.57	21.67	25.62	26.13	23.9	21.3	16.03	12.5

Source : ANRH(Blida)

I.4.4 Pluviométrie :

La période pluvieuse s'étale du mois d'Septembre jusqu'au mois d'Août. La pluviométrie maximale de l'année se situe généralement durant la période d'Octobre à Janvier qui représente 60% de la pluviométrie totale annuelle.

Tableau I.3 : Répartition mensuelle moyenne de la pluviométrie (moyenne de la série pluviométrique pour l'année (1980 à 2017) station Kolea secteur, code : 021233)

Mois	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Jui	Juil	Août	Sept	Oct	Nov	Dec
P(mm)	54,3	46,6	35,64	27,37	26,04	3,70	2,55	2,4	17,86	35,87	62,3	57,6

Source : ANRH(Blida)

Les pluies sont abondantes en automne et en hiver, elles atteignent leur maximum au mois de Novembre (62,3mm) et Décembre (57,6mm), puis elles décroissent au printemps (36mm) pour le mois de Mars. Elles deviennent très faibles en été voire presque inexistantes au mois de Juillet (2,55mm). Les précipitations annuelles durant les 10 dernières années se situent entre 529 mm et 775 mm, soit une moyenne d'environ 600 mm.

I.4.5 Humidité :

L'humidité de l'air est assez considérable pour chaque mois de l'année 2015 sont représentées dans le tableau I.4.

Tableau I.4: variation de l'humidité relative moyenne mensuelle

Mois	Jan	Fev	mar	avr	mai	jui	juit	août	sep	oct	nov	dec
Humidité%	79	79	77	73	70	75	70	70	71	76	62	76

Source : ANRH(Blida)

I.5 Caractéristiques géophysiques :

La ville de Koléa chevauche sur deux entités géomorphologiques, le bourrelet sahélien et la plaine de la Mitidja.

a- Bourrelet sahélien : est constitué lui-même :

- D'une zone de plateaux.
- D'une zone de coteaux.

La zone de plateaux : Se situe au nord de la ville à une altitude de 200m, cette dénivellation résulte d'une phase de dépôt lors des mouvements eustatiques de la mer.

La zone de coteaux : Très découpée et dominée par une série de buttes de terrains à une altitude de 100m. Cette dénivellation décroît progressivement vers la plaine de la Mitidja jusqu'à 15m.

b- La plaine de la Mitidja :

Est un ensemble présentant un aspect plat et continu, elle répond à une subsidence qui s'est formée et affaissée en même temps que l'Atlas Tellien soulevé, induisant le plissement du Sahel. La plaine a été ensuite comblée par des débris arrachés aux ensembles qui la bordent. Un ancien lit d'Oued au sud de la ville, collecte les eaux pluviales par l'intermédiaire de ravins, l'ensemble étant déversé dans l'Oued Mazafran.

I.6 Situation hydraulique :

I.6.1 Alimentation en eau potable :

La commune de Koléa est alimentée par deux systèmes de production d'eau à savoir :

- Le champ de captage Mazafran, il illustre de 11 forages et une station de pompage refoule l'eau dans une conduite DN 500 de Fonte vers le réservoir tampon de Saint Maurice.
- Un piquage à partir de réservoir MOUAZ 30000 m³ de la station de dessalement de l'eau de mer qui alimente la ville en eau potable.

La distribution de l'eau s'effectue de manière gravitaire à partir de réservoir tampon de forme rectangulaire RV 2*2500 m³ situé à Koléa (Saint Maurice) et à partir du château d'eau de 1000 m³ situé à la région de Chaig .

Le réseau est constitué de canalisations et de branchements en Fonte, PVC/PEHD, il s'étend sur 35 Km environ.

I.6.2 Assainissement :

Le réseau d'assainissement principal de la ville de Koléa est constitué d'un ensemble de collecteurs qui drainent le centre-ville datant de l'époque coloniale, formé de deux galeries en

briques pleines de section (1.25x1.00) m, et de buses de diamètre variant de 800mm à 1000mm Ces collecteurs principaux traversent le centre-ville du nord vers le sud.

Le système d'assainissement de la ville de Koléa présente deux émissaires principaux :

- le premier est situé au niveau de l'hôpital. Cet émissaire présente deux déversoirs d'orages, le premier est de dimensions (5x5) m avec un seuil de 0,8 m reçoit les eaux prévenant de la galerie en brique pleine " K ", alors que le deuxième déversoir est de dimensions (7x4) m avec un seuil de 0,52 m reçoit les eaux prévenant de la galerie en brique pleine " B ".

Le collecteur principal de sortie de déversoir n°2, est de Ø600mm en BA, il traverse l'hôpital de Koléa pour se raccorde au collecteur principal Ø800 Chemin des jardins au niveau du regard Rcj13.

- Le deuxième émissaire est le collecteur principal Ø800 Chemin des jardins (l'émissaire final de tous les collecteurs principaux de la ville de Koléa), qui achemine les eaux usées de la ville vers la station d'épuration de Koléa.

Les regards sont en briques pleines avec les parois altérées, ou en béton armé couverts de tampons en fonte.

Sur le réseau du centre-ville se greffe l'ensemble des réseaux des autres quartiers de la ville de Koléa, constitués de collecteurs secondaires et tertiaires de diamètre variant de 300mm à 700mm avec des regards en béton. Ces réseaux sont fonctionnels mais mal entretenus présentant des dépôts de boue ou de déchet, due essentiellement à l'absence d'entretien et au manque de curage.

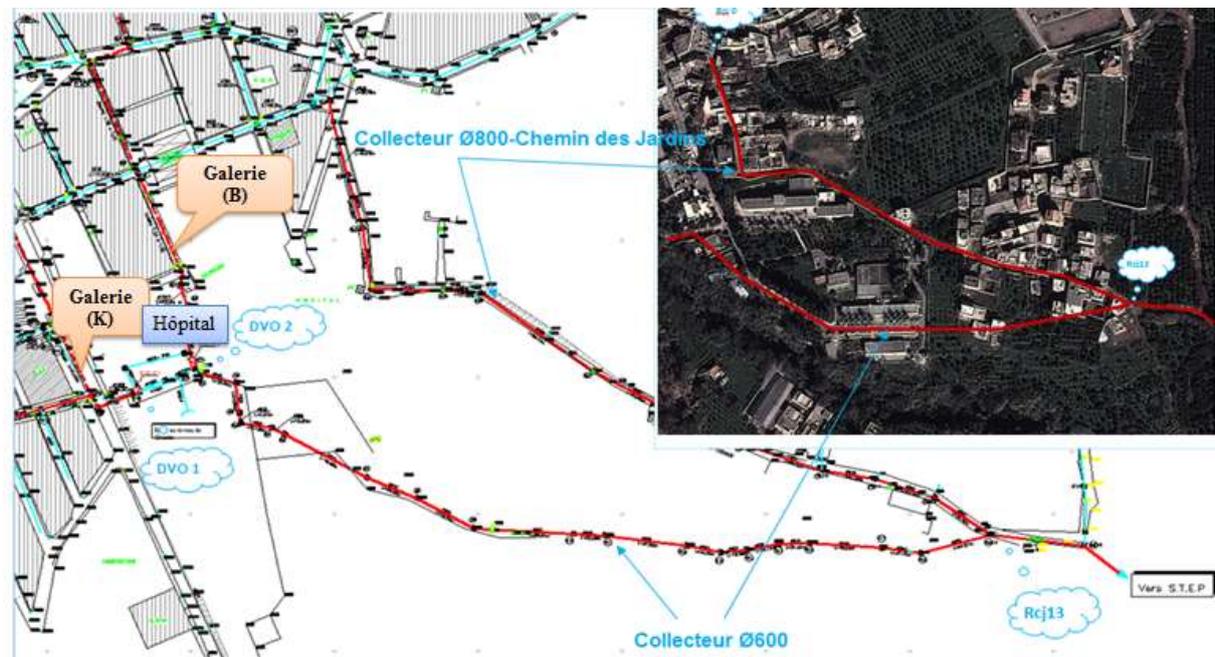


Figure I.2 : Schéma en plan du Collecteur Principal Ø600-Béton armé qui traverse l'hôpital et raccordé avec le Collecteur principal chemin des jardins.

I.7 Situation démographique :

L'estimation de la population dans la zone d'étude est l'un des facteurs important dans une étude d'assainissement.

L'estimation du nombre d'habitants de la ville de Koléa pour des horizons futurs, est donnée par la loi des accroissements géométrique donnée par la relation suivante :

$$P_t = P_0 (1 + \tau)^N \quad (I.5)$$

Avec :

P_t : Nombre d'habitants à l'horizon étudié.

P_0 : Nombre d'habitants à l'année de base, il est estimé à 50249 Habitats (source PDU Koléa selon le RGPH 2008).

τ : taux d'accroissement en (%) 2,2%.

N : Ecart d'années entre deux horizons.

Notre étude est fixée à long terme (30 ans) on prend l'année (2018) comme année de base. L'évaluation de la population est estimée comme suit :

Tableau I.5 : Estimation du nombre d'habitants selon l'horizon d'étude

Horizon d'étude	2018	2028	2038	2048
Nombre d'habitants	62465	77650	96528	119995

I.8 Conclusion :

Dans cette première partie nous avons analysé les données nécessaires concernant notre région. Ces données nous serviront pour entamer notre étude du projet.

CHAPITRE -II-

ETUDE HYDROLOGIQUE

II.1 Introduction :

Tout projet d'assainissement doit être précédé d'une étude hydrologique bien précise car les eaux pluviales présentent une grande partie des eaux évacuées par les réseaux d'assainissement, donc cette étude est très importante dans le dimensionnement de notre réseau d'assainissement urbain.

II.2 Généralité :

II.2.1 Les averses :

Les averses sont constituées par l'ensemble des précipitations issues d'une même perturbation météorologique ; la durée de ce phénomène varie entre quelques minutes et plusieurs dizaines d'heures. Ces averses sont caractérisées par une forte intensité et un ruissellement important.

II.2.2 Période de retour :

Une période de retour c'est le temps que met une averse d'une intensité donnée pour se manifester, une pluie décennale de période de retour de 10 ans qui peut se manifester une fois tous les 10 ans au moins. Cette période est prise comme base de calcul dans notre étude.

II.2.3 L'intensité moyenne de précipitation :

Lors de l'étude d'une averse, il convient de déterminer les intensités moyennes qui se définissent par le rapport de la hauteur d'eau tombée et la durée Δt , soit :

$$i_m = \frac{\Delta h}{\Delta t} \quad (\text{II.1})$$

Avec :

i_m : intensité moyenne en mm/h.

Δh : hauteur de pluie tombée pendant la durée Δt .

Pour le calcul de l'intensité, on doit :

- Analyser les données pluviométriques et faire le choix du type de la 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.

II.3 Analyser les données pluviométriques et le choix de loi d'ajustement :

Pour l'étude des précipitations en assainissement on a besoin d'une série pluviométrique qui comporte les précipitations maximales journalières pour la période la plus longue possible fournie par l'A.N.R.H de Blida (Tableau II.2)

Nous prenons comme base de calcul la série pluviométrique de la station pluviométrique de Koléa sur une période de fonctionnement de 1980 au 2017 dont les coordonnées sont les suivantes :

Tableau II.1 : Description de la station pluviométrique.

Code de la station	Nom station	Coordonnées (m)
021233	KOLEA SECTEUR	X = 653.3
		Y = 382.9
		Z = 825

L'analyse statistique des données pluviométriques consiste à déterminer les caractéristiques empiriques d'un échantillon d'une série d'observations de précipitations mensuelles et maximales journalières, de 36 ans.

Tableau II.2: Précipitations maximales journalières à la station de Koléa.

Année	Précipitations (mm)												
	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Jui	Juil	Aou	Maxj
80-81	0	0	6,5	35,4	71,7	17,5	16	8,4	23,6	0	0	3,7	71,7
81-82	23,6	24,6	72,3	24,9	0,2	30	13,3	0,5	2,5	0	4,9	2,3	72,3
82-83	0	13,5	11,1	54,9	48,7	22,2	14,8	25,7	38	13,5	0	0,6	54,9
83-84	10,6	79,7	26,8	40,4	24,2	13,5	55,6	9,4	23,6	0,1	0	4,2	79,7
84-85	4,1	34,1	18,6	24,7	16,4	13,8	13,9	9,4	1,2	14,9	8,6	2,1	34,1
85-86	40,9	39,1	22	55,5	24,9	38,6	8,5	1,2	4,1	11	0,8	0	55,5
86-87	8,7	6,8	19,8	11,9	15,8	15	20,3	4,5	29,7	20,1	0	0	29,7
87-88	32	19,5	30,6	53,1	22	5,8	28,3	28	2,9	11,7	0	19,9	53,1
88-89	8,1	7,7	24,2	13	19,3	0	16	25,2	17,9	0	7,7	0	25,2
89-90	0,2	26,3	33,7	17,2	25,1	27,7	12,1	9,4	16,1	7,4	0	0	33,7
90-91	1,5	89,6	8,9	1,5	50,6	15,5	35,6	26,7	22,1	10,5	2,9	0	89,6

Source : A.N.R.H de Blida

Tableau II.2: Précipitations mensuelles et maximales journalières à la station de Kolea (suite).

91-92	3,7	51,5	34,5	21,3	16,6	0	22,2	21,9	17,3	0	0	1,8	51,5
92-93	23,6	14,1	50,5	11,4	80,1	23,3	1,3	17,2	3,5	0	0	0	80,1
93-94	53,6	18,9	35,5	31,5	49,1	23,7	47,5	9	0	4,2	0	31	53,6
94-95	20,1	39,7	46	15,3	73,3	25,2	20,9	104,3	16,6	2,1	2,7	1,8	104,3
95-96	40,6	74	10,7	27,9	23,4	0	6,9	18,7	8,3	0,8	0	0	40,6
96-97	46,4	29,3	32,3	30	15,6	17,3	14,4	36,9	71,2	0,9	0	1,7	71,2
97-98	17,1	9,1	35,5	27,8	30,2	46,2	36,8	24,1	0	0,7	0	1,8	46,2
98-99	17,9	4,8	38	46,6	6,4	1,9	5,1	15,7	19,4	0	0,1	0,2	46,6
99-01	3,8	24,7	50,1	20,3	30	21,3	1,2	18,8	10	0	0	0	50,1
01-02	32,4	41,7	37,4	30,8	11,9	12,1	21,1	10,3	18,8	0,3	5,6	18	41,7
02-03	9	36,7	26,1	36,5	46,9	52,4	6,5	29,8	11,8	0	6,2	1,1	52,4
03-04	8,2	11,4	32,3	26,8	44,8	32,6	18,9	10,5	55	1,4	0	2,6	55
04-05	30,9	20,7	22,6	47,4	21,5	27,5	13,3	9,1	4,1	0	1,4	0	47,4
05-06	4,6	33,2	39,9	25,2	26,9	32,3	7,5	7,2	64,7	0	0	0	64,7
06-07	20,3	4,8	26,5	30,8	8,9	15,5	19,5	14,4	0,6	6,3	0	4,5	30,8
07-08	17,1	27,5	99,9	35,9	12,3	21,1	16,3	10,9	17,2	5,7	5,8	0	99,9
08-09	30,7	11,7	58,2	37,7	24,2	5,6	16,8	11,4	6,6	0	1,1	3	58,2
09-10	53,5	7,5	27,1	33,1	35,4	26,4	36,3	8,4	9,2	3,3	0	21,2	53,5
10-11	1,8	37,6	45,4	28,4	48	28	30,5	18,1	32,5	13,3	0,5	0	48
11-12	6,5	15,2	28,7	14,4	24,5	50,7	35,4	38,3	6,3	0	0	37,6	50,7
12-13	10,2	14,7	23,6	6,7	21,2	28,7	11,4	36,2	81,6	0	0	8,3	81,6
13-14	9,8	8,1	82,9	24,9	25,4	11,5	22	4,6	7,2	26,2	0	1,5	82,9
14-15	9,1	55	26,4	65	32,6	18,9	15,1	0	6	5,3	0	0,5	65
15-16	12	37,8	24,2	0	48,8	30,3	33,6	32,4	16	0	0	0	48,8
16-17	5,6	22,6	32	53,6	39,2	18,9	23	3,5	1,6	1,6	1,7	0	53,6

Source : A.N.R.H de Blida

II.3.1 Détermination des différents paramètres la série pluviométrique :

Les caractéristiques de cette série sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau II.3: Caractéristiques de la série.

Caractéristiques	Formules	valeurs
La somme des Pmax,j (mm)	$\sum_{i=1}^{N=36} Xi$	2077,9
la moyenne des Pmax,j (mm)	$\bar{X} = \frac{\sum_{i=1}^{n=36} Xi}{n}$	57,72
L'écart type « σ_x » ; Pour n >30 ans	$\sigma_{P_{max,j}} = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{i=n} (Xi - \bar{X})^2}{n}}$	18,93
Coefficient de variation « Cv »	$C_v = \frac{\sigma}{\bar{X}}$	0,32

II.3.2 Les précipitations maximales journalières :

L'étude consiste à faire un ajustement pour la série de donnée des précipitations maximales journalières par une loi théorique afin de déterminer une intensité de pluie de durée et de période de retour donnée.

Pour notre étude on passe par les étapes suivantes :

1. Vérification de l'homogénéité de la série.
2. Ajustement de la série pluviométrique a la loi de Gumbel (analytique et graphique).
3. Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Galton (Log-normale).
4. Test d'adéquation au test de Khi2.
5. Calcul la valeur de l'intensité pluviale (formule de Montanari).

II.3.2.1 Vérification de l'homogénéité de la série :

L'homogénéisation des données est une analyse statistique de l'information aidant à une prise de décision conséquente. Elle consiste en :

- La détection des anomalies dans la série hydrologique.

- La correction de ces anomalies par des méthodes appropriées.

On vérifie l'homogénéité de notre série par la méthode de test de la médiane ou teste de Mood

Teste de médiane ou teste de Mood :

Ce teste permet de vérifier si une série de données est homogènes.

Les étapes à suivre :

- Classer la série en ordre croissant
- Calculé la médiane M

Puisque la série est impaire, la médiane est observée en rang $(N+1)/2$, La médiane M est une constante de telle sorte que 50 % des X_i lui soient inférieure et 50% des X_i .

Remplaçons la série des valeurs non classées par suite de signe :

+ : pour $X_i > M$

- : pour $X_i < M$

- Calculons les quantités N_s et T_s avec :
 - N_s : nombre totale de séries de + ou de -
 - T_s : taille de la plus grande séries de + ou de -
- Vérifier les conditions suivantes :

$$\text{➤ } N_s > 1/2((N + 1) - U_{1-\alpha/2} \times \sqrt{N - 1}) \quad (\text{II.2})$$

$$\text{➤ } T_s < 3,3(\log N + 1) \quad (\text{II.3})$$

Avec :

N : la taille de l'échantillon

U : variable réduite de gauss pour une probabilité de $1-\alpha/2$

$$\text{Et } u_{1-\frac{\alpha}{2}} = 1,96$$

α : Erreur de premier espace =5%

Tableau II.4: Les étapes d'homogénéisation de la série.

n°	P annuelle mm	classement décroissant	signe
1	485	359,3	-
2	791,1	361,3	+
3	597,4	382	+
4	930,4	383,9	+
5	473,8	394,8	-
6	757,8	469,1	+
7	361,3	470	-
8	564	472,9	-
9	359,3	473,1	-
10	485,1	473,8	-
11	640,9	485,1	+
12	394,8	529,3	-
13	383,9	539,1	+
14	647,6	558,6	+
15	748,8	564	+
16	382	582,5	-
17	759,2	596,2	+
18	596,2	597,4	-
19	469,1	597,4	-
20	472,9	624,4	-
21	470	640,9	-
22	775	645,5	+
23	624,4	647,6	+
24	582,5	652,9	-
25	645,5	671,3	+
26	558,6	675,3	-
27	743,5	743,5	+
28	752,9	748,8	+
29	652,9	752,9	-
30	857,9	757,8	+
31	806,2	759,2	+
32	675,3	775	+
33	539,1	791,1	-
34	529,3	806,2	-
35	597,4	857,9	+
36	671,3	930,4	+

Statistique de test :

On conclut que la médiane : $M = 597,4$ mm

$$\begin{cases} N_S > 1/2((N + 1) - U_{1-\alpha/2} \times \sqrt{N - 1}) \\ T_S < 3,3(\log N + 1) \end{cases}$$

N : la taille de l'échantillon dans notre cas $N=36$

$U_{1-\alpha/2} = 1,96$ (à l'aide de la table de gauss)

On obtient que : $\begin{cases} N_S = 19 \\ T_S = 4 \end{cases}$

On vérifie les conditions de l'homogénéisation par les deux conditions suivantes :

$$\begin{cases} N_{the} = 1/2((36 + 1) - 1,96 \times \sqrt{36 - 1}) = 12,7 \\ T_{the} = 3,3(\log 36 + 1) = 8,435 \end{cases}$$

Les deux conditions sont vérifiées :

$$N_{the} < N_S$$

$$T_{the} > T_S$$

Donc on peut dire que la série est homogène

II.3.2.2 Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Gumbel :

L'analyse fréquentielle d'une longue série de valeurs maximales permet d'estimer le temps de retour d'une valeur particulière. Cette prédiction repose sur la définition et la mise en œuvre d'un modèle fréquentiel qui est une équation décrivant (modélisant) le comportement statistique d'un processus. Ces modèles décrivent la probabilité d'apparition d'un événement de valeur donnée.

La fonction de répartition de la loi de GUMBEL est :

$$F(X) = e^{-e^{\frac{(x-x_0)}{\alpha}}} \quad (II.4)$$

$F(x)$: Fréquence au dépassement de la valeur de x .

α, x_0 : Coefficients d'ajustement.

x_0 : Paramètre de position (mode).

α : Paramètre d'échelle différent de zéro et positif appelé aussi « gradex »

Par changement de variable - $y = \frac{x - x_0}{\alpha}$, la loi de GUMBEL s'écrit

$$F(x) = e^{-e^{-y}} \quad (\text{II.5})$$

$y = \frac{\alpha}{(x - x_0)}$ Variable réduite de GUMBEL.

L'intervalle de variation de x est ; $x \in]-\infty, +\infty [$.

L'équation présent sous la forme : $x = \left(\frac{1}{\alpha}\right) y + x_0$. Est l'équation d'une droite qui représente la loi de GUMBEL sur papier à probabilité GUMBEL.

a) Procédé d'ajustement :

- 1) Classement des valeurs par ordre croissant en leur affectant un numéro d'ordre.
- 2) Calculer la fréquence expérimentale en utilisant la formule de HAZEN qui s'applique pour les lois normales et quasi normales :

$$F(x) = \frac{m - 0,5}{n} \quad (\text{II.6})$$

m : Numéro d'ordre.

n : Taille de la série.

- 3) Calculer les caractéristiques empiriques de la série (moyenne, écart type ...).
- 4) Calculer la variable de GUMBEL pour chaque valeur observée.

$$y = -\left[Ln(-LnF(x))\right] \quad (\text{II.7})$$

- 5) Reporter les valeurs observées sur papier GUMBEL.
- 6) Calculer les paramètres d'ajustement de la droite de GUMBEL .la droite de régression ou droite de GUMBEL est :

$$x = \left(\frac{1}{\alpha}\right)y + x_0 \quad (\text{II.8})$$

$\frac{1}{\alpha}$: Pente de la droite et x_0 est l'ordonné à l'origine.

y : Variable de GUMBEL pour une probabilité donnée.

Les paramètres $\frac{1}{\alpha}$ et de x_0 peuvent être aussi déterminés par la méthode de moindres carrés.

- 7) Tracer la droite de régression sur papier GUMBEL.

8) Calculer l'intervalle de confiance.

b) Calcul des paramètres d'ajustement par la loi de GUMBEL (Analytique) :

Tableau II.5 : L'ajustement par la loi de Gumbel.

P en mm	Classement de P en mm	Rang	Fréquence de Hazen	Y
71,7	25,2	1	0,0138	-1,4531
72,3	29,7	2	0,0416	-1,1562
54,9	30,8	3	0,0694	-0,9810
79,7	33,7	4	0,0972	-0,8461
34,1	34,1	5	0,125	-0,7320
55,5	40,6	6	0,1527	-0,6306
29,7	41,7	7	0,1805	-0,5374
53,1	46,2	8	0,2083	-0,4501
25,2	46,6	9	0,2361	-0,3670
33,7	47,4	10	0,2638	-0,2868
89,6	48	11	0,2916	-0,2087
51,5	48,8	12	0,3194	-0,1320
80,1	50,1	13	0,3472	-0,0561
53,6	50,7	14	0,375	0,0193
104,3	51,5	15	0,4027	0,0950
40,6	52,4	16	0,4305	0,1711
71,2	53,1	17	0,4583	0,2482
46,2	53,5	18	0,4861	0,3266
46,6	53,6	19	0,5138	0,4068
50,1	53,6	20	0,5416	0,4892
41,7	54,9	21	0,5694	0,5743
52,4	55	22	0,5972	0,6626
55	55,5	23	0,625	0,7550
47,4	58,2	24	0,6527	0,8520
64,7	64,7	25	0,6805	0,9549
30,8	65	26	0,7083	1,0646
99,9	71,2	27	0,7361	1,1829
58,2	71,7	28	0,7638	1,3118
53,5	72,3	29	0,7916	1,4540
48	79,7	30	0,8194	1,6138
50,7	80,1	31	0,8472	1,7970
81,6	81,6	32	0,875	2,0134
82,9	82,9	33	0,9027	2,2800
65	89,6	34	0,9305	2,6314
48,8	99,9	35	0,9583	3,1568
53,6	104,3	36	0,9861	4,2696

Le résultat de calcul :

$$\frac{1}{\alpha} = \frac{\sqrt{6}}{\pi} * \sigma_x = 0.78 * \sigma_x$$

$$\frac{1}{\alpha} = 0,78 \times 18,93 = 7,9 \quad \text{donc : } \frac{1}{\alpha} = 14,76 \text{ mm.}$$

\bar{y} : Moyenne de la variable réduite de GUMBEL :

$$\bar{y} = \frac{\sum_{i=1}^{N=21} y_i}{n} = 0.569 \text{ mm}$$

$$x_0 = \bar{x} - \frac{1}{\alpha} \bar{y} \Rightarrow x_0 = 57,72 - 14,76(0,569) = 49.32 \text{ mm}$$

$$x_0 = 49.32 \text{ mm}$$

Donc ; la droite de GUMBEL devient :

$$x = 14,76 y + 49.32$$

D'où :

$$P_{\max j, p\%} = 14,76 y + 49.32 \quad (\text{II.9})$$

c) Ajustement par la loi de GUMBEL (Graphique par le logiciel HYFRAN) :

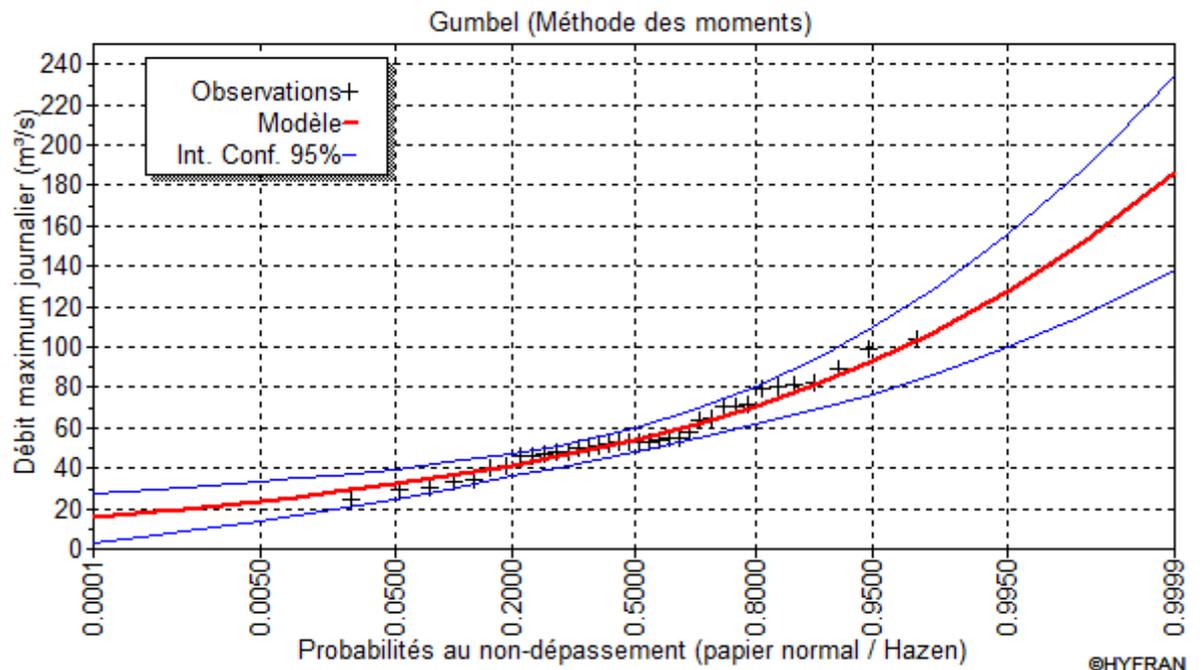


Figure II.1 : ajustement par la loi de Gumbel

Les résultats obtenus par le logiciel HYFRAN sont défini dans le tableau suivant :

Tableau II.6 : Ajustement à la Loi De Gumbel.

T (ans)	Fréquence	P max%	Ecart-type	intervalle de confiance
100.0	0.9900	117	12.5	92.8 - 142
20.0	0.9500	93.0	8.43	76.5 - 110
10.0	0.9000	82.3	6.67	69.2 - 95.3
5.0	0.8000	71.0	4.94	61.4 - 80.7
2.0	0.5000	54.1	2.93	48.3 - 59.9

II.3.2.3 Ajustement à la loi de Galton (Log-normale) :

a) Analytique :

Le procédé d'ajustement est identique à celui établi pour la loi de Gumbel, seul la représentation graphique change ou elle est faite sur du papier log-normale,

La fonction de répartition de la de Galton est la suivante :

$$F(x) = \frac{1}{2\pi} \int_{-\infty}^x e^{-1/2u^2} du \quad (\text{II.10})$$

$$\text{Ou : } u = \frac{x-\bar{x}}{\sigma} \quad (\text{variable réduite de GUSS}) \quad (\text{II.11})$$

L'équation de la droite de Galton est donnée par :

$$\log x_{p\%} = \overline{\log x} + \sigma \log u(p\%) \quad (\text{II.12})$$

On trace un tableau des $\log x_i$ ainsi que les fréquences correspondantes

$$\overline{\log X} = \frac{\sum_{i=1}^{36} \log X_i}{N} \quad (\text{II.13})$$

Alors :

$$\sum \log X_i = 62,56$$

$$\overline{\log X} = 1,737$$

$$\sigma \log = 0,144$$

D'après la table de la loi normale, pour une période de retour de 10 ans on a :

$$1-F = 1-0,1 = 0,9 \Rightarrow u(10\%) = 1,28$$

$$\log x_{10\%} = 1,737 + 0,144 * 1,28 = 1,92$$

$$P_{max,j}(10\%) = 10 \text{ Log}X_{10\%} = 10^{1,92}$$

Donc :

$$P_{max,j}(10\%) = 83,176 \text{ mm}$$

b) Graphique (par le logiciel HYFRAN) :

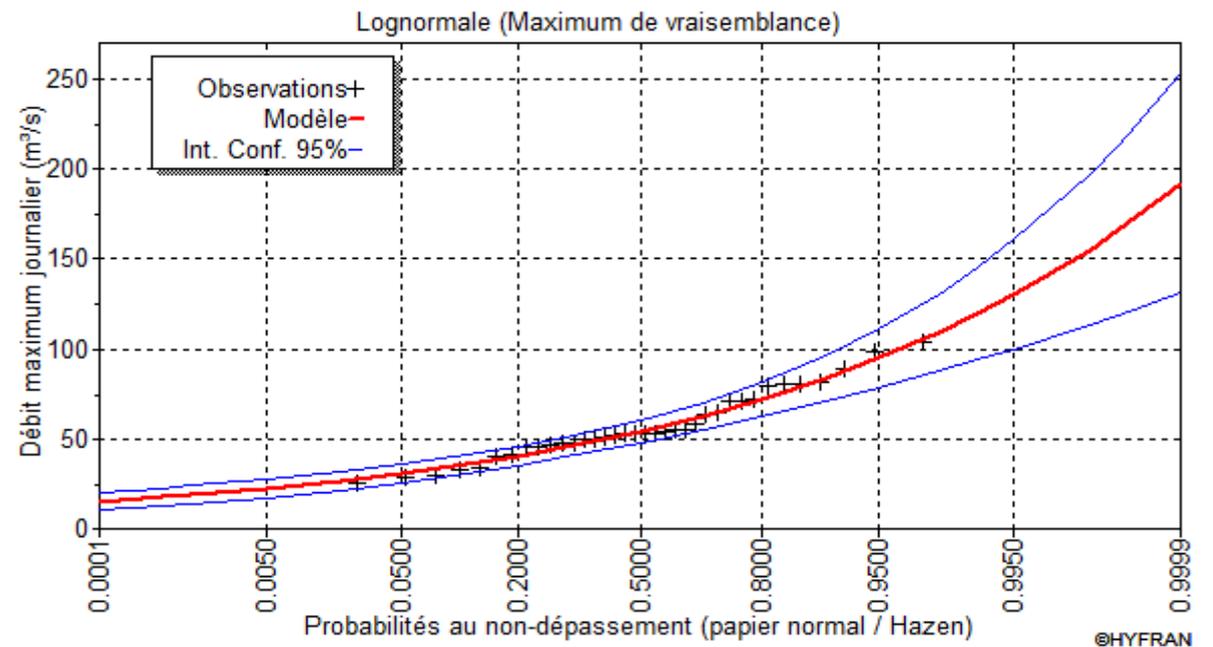


Figure II.2 : ajustement par la loi de Galton (Log-normale)

Les résultats obtenus par le logiciel **Hyfran** sont défini dans le tableau suivant :

Tableau II.7: Ajustement à la loi de Galton (Log-normale).

T (ans)	Fréquence	P max%	Ecart-type	intervalle de confiance
100.0	0.9900	120	13.2	93.7 - 145
20.0	0.9500	94.8	8.32	78.5 - 111
10.0	0.9000	83.8	6.45	71.2 - 96.5
5.0	0.8000	72.2	4.78	62.8 - 81.5
2.0	0.5000	54.2	3.07	48.2 - 60.2

II.3.2.4 Test d'adéquation au test de Khi2 :

Lorsqu'on procède un ajustement d'une loi de probabilités théorique, le problème qui se pose est de savoir si cette loi s'adapte adéquate .Ce test d'adéquation consiste à prendre une règle de décision concernant la validité de l'ajustement.

Comme critère de comparaison, la variable X^2 est utilisé pour un risque de $\alpha = 5\%$ on utilise les résultats obtenue par la méthode graphique (logiciel HYFRAN) représenté par le Tableau II.8 :

Tableau II.8 : Résultat du teste Khi2

	Loi Gumbel	Loi Galton
$X^2_{\text{calculé}}$	9,78	8,00
$X^2_{\text{théorique}}$	11,07	11,07
Degrés de liberté γ	5	5

Pour la loi Gambul et la loi Galton le degré de liberté $\gamma = 5$

On utilise la table de X^2 (Livre de Mm Benina Touaibia , annexe 2) pour $\alpha = 5\%$ et $P = 1 - \alpha$
Avec $X^2_{\text{théorique}} = 11,07$

Si :

$X^2_{\text{calculé}} < X^2_{\text{théorique}}$: l'adéquation de la loi est bonne donc l'ajustement est bon pour une probabilité $P = 95\%$

Vu que le test k2 de la loi lognormal (Galton) et le plus faible l'ajustement des pluies maximale sera pris en considération par cette loi pour l'extrapolation des pluies pour des periode de retour données.

II.3.2.5 Calcul de l'intensité de pluie de durée de 15min et de période de retour de 10 ans par la formule de Montanari :

Pour le calcul de l'intensité moyenne de précipitation ; nous utilisons la formule de Montanari :

$$I_t(p\%) = I_{24(p\%)} \left(\frac{t}{24} \right)^{b-1} \quad (\text{II.14})$$

$I_t(p\%)$: Intensité moyenne de précipitation pour une averse de durée $t(h)$ et de fréquence $(p\%)$.

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

t : durée de l'averse en heure pour une période de retour de 10 ans.

b : exposant climatique de la région ($b=0.36$).

Tableau **Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document.** .9: Valeurs des intensités de pluie en mm/h.

T / t	15 min	30min	1h	2h	6h	12h	24h
2 ans	41,91	26,89	17,25	11,06	5,487	3,56	2,25
5 ans	55,83	35,82	22,98	14,74	7,31	4,75	3,00
10 ans	64,80	41,58	26,67	17,10	8,48	5,51	3,49
20 ans	73,31	47,04	30,17	19,35	9,59	6,24	3,95
100 ans	92,8	59,55	38,2	24,5	12,15	7,9	5

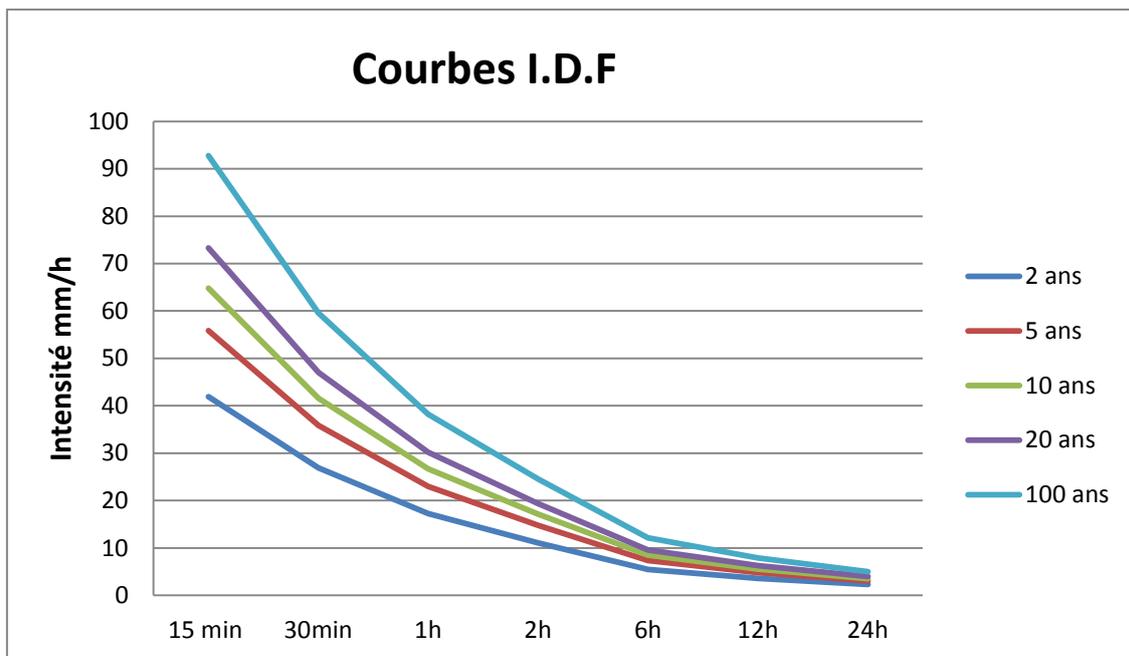


Figure II.3 : Courbes IDF de la zone du projet.

Les intensités en l/s/ha sont présentées comme suit :

Tableau **Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document.** .1: Valeurs des intensités de pluie en l/s/ha.

T/ t	15 min	30 min	1h	2h	6h	12h	24h
2 ans	116,41	74,69	47,91	30,72	15,24	9,88	6,25
5 ans	155,08	99,5	63,83	40,94	20,30	13,19	8,33
10 ans	180	115,5	74,08	47,5	23,55	15,30	9,69

20 ans	203,63	130,66	83,80	53,75	26,63	17,33	10,97
50 ans	257,77	165,41	106,11	68,05	33,75	21,94	13,88

L'intensité de pluies qui correspond à la période de retour de 10 ans et une durée d'averse de 15 minutes qui servira à l'évaluation des débits pluviaux est :

$$I_{15\text{min}(10\%)} = I_{24(p\%)} \left(\frac{t}{24}\right)^{b-1} = \frac{p(10\%)}{24} \left(\frac{t}{24}\right)^{b-1} \quad (\text{II.15})$$

$I_{0,25(p\%)}$: Intensité moyenne de précipitation pour une averse de durée 15 min et de fréquence (p%).

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

t : durée de l'averse en heure, $t=0.25\text{h} = 15 \text{ min}$ pour une période de retour de 10 ans.

b : exposant climatique de la région ($b=0.36$ source : ANRH de Blida).

$$I_{15\text{min}} = \frac{83.8}{24} \times \left(\frac{0.25}{24}\right)^{0.36-1} = 64,8 \text{ mm/h}$$

La valeur de l'intensité pluviale qui est le débit spécifique :

$$i = \frac{64.8 \times 10000}{3600} = 180.0 \text{ l/s/ha.}$$

$$i = 180.0 \text{ l/s/ha}$$

Avec $\frac{10000}{3600}$: terme de conversion du mm/h en l/s/h.

II.4 Conclusion :

L'analyse hydrologique a permis de quantifier les pluies maximales journalières pour différentes périodes de retour pour la station la plus proche, qui est celle de KOLEA, Ainsi que l'intensité moyenne maximale pour les pluies de courtes durées. Pour le dimensionnement de notre réseau d'évacuation le débit spécifique d'eaux pluviales est égal à 180 l/s/ha.

CHAPITRE -III-

DIAGNOSTIC DU RESEAU D'ASSAINISSEMENT EXISTANT

III.1 Introduction :

Les systèmes d'assainissement peuvent, au bout de quelques années présenter des anomalies susceptibles de perturber leur fonctionnement, de restreindre la pérennité des ouvrages ou de nuire à l'environnement.

L'étude de diagnostic peut être préventive ou consécutive au constat d'un dysfonctionnement. Elle a pour but de déceler les anomalies, les analyser et les interpréter pour ensuite les maîtriser et les supprimer. Elle doit donc détailler les origines des problèmes observés.

Le constat de la qualité des ouvrages d'assainissement est aujourd'hui sévère. Les gestionnaires se trouvent trop souvent face à des réseaux qui vieillissent mal du fait dès le départ :

- d'une étude de conception insuffisante (sous dimensionnement, pentes et profondeurs insuffisantes).
- D'un choix de matériaux inadapté.
- D'une mauvaise qualité de pose (défauts de pente, d'étanchéité, de choix des matériaux de remblaiement, de la confection du lit de pose, du compactage...etc).

L'environnement des canalisations génère un certain nombre de risques de dégradation. Ils peuvent être liés :

- aux terrains (risques géotechniques).
- à l'effluent transporté (risques hydrauliques).
- à l'ouvrage lui-même (risques structurels).
- au milieu environnant (risques d'impacts).

III.2 L'objectif de l'étude du diagnostic :

L'étude du diagnostic nous permet de juger l'état de fonctionnement des réseaux d'assainissement, pour cela il faut déterminer les paramètres de base qui serviront à l'expertise et la rénovation du réseau d'assainissement de l'hôpital de la ville de Koléa (commune Koléa), sur un linéaire de 570m Cette étude permettra de :

- Améliorer les conditions d'écoulement des eaux dans l'ensemble des collecteurs principaux de la commune de Koléa, et d'éviter tous type de débordement des eaux usées à l'intérieur de l'hôpital, et rendre l'exploitation de ces collecteurs plus rationnelle et correcte.

- Soulager les habitants ainsi que les visiteurs de l'hôpital de Koléa, en préservant ce dernier contre les débordements des eaux usées à ciel ouvert, ce qui élimine les odeurs nauséabondes, et éviter la dégradation du milieu naturel par ces rejets.

III.3 Phases principales d'une étude de diagnostic :

L'étude de diagnostic est un ensemble d'opérations effectuées sur le terrain, pour déceler les dysfonctionnements et proposer les travaux correspondants.

III.3.1 Recueil et exploitation des données :

On distingue quatre types de données :

1. Données relatives à la collecte :
 - Nombre d'habitants et leur consommation en eau potable.
 - Surfaces totales drainées et leurs caractéristiques : degré d'imperméabilisation, intensité de pluie, pente.
2. Données relatives au réseau et à ces ouvrages annexes (collecteurs, déversoirs d'orage).
3. Données relatives au traitement :
 - Bilan du traitement.
 - Etat de fonctionnement des ouvrages de traitement.
4. Données relatives au milieu récepteur :
 - Qualité actuelle.
 - Objectifs tracés.

III.3.2 Description générale du réseau d'assainissement de l'hôpital de la ville de Koléa :

Le réseau d'assainissement principal de la ville de Koléa est constitué d'un ensemble de collecteurs qui draine le centre-ville datant de l'époque coloniale, formé de deux galeries en briques pleines de section (1.25x1.00) m, et de buses de diamètres variant de 800mm à 1000mm réalisées récemment. Ces collecteurs principaux traversent le centre-ville du nord vers le sud.

- **Collecteurs principaux :**

Des collecteurs principaux de diamètre variant de 800mm à 1000mm drainent la majeure partie de la ville, et les eaux sont ensuite acheminées vers la station d'épuration via un émissaire principal de diamètre 800mm (collecteur chemin des jardins), qui fonctionne actuellement à pleine capacité.

Le collecteur principal Ø800 chemin des jardins reçoit toutes les eaux usées de la ville de Koléa, provenant des collecteurs principaux de la ville à savoir :

- La galerie en brique pleine " K ", de section (1.25x1.00) m, qui aboutit au déversoir d'orage N°1 (DVO N°1 qui se situe à l'intérieur de l'hôpital).
- La galerie en brique pleine " B ", de section (1.25x1.00) m, qui aboutit au déversoir d'orage N°2 (DVO N°2 qui se situe à l'intérieur de l'hôpital).
- Le collecteur qui passe à l'intérieur de l'hôpital de Ø600 se raccorde avec le collecteur Ø800 chemin des jardins au niveau du regard Rcj13.
- Un Collecteur Ø800 se trouvant sous la route du marché hebdo " S " qui se raccorde avec le collecteur Ø800 chemin des jardins au niveau du regard Rcj10.
- Un Collecteur Ø800 quartier du Mexique " U " qui se raccorde avec le collecteur Ø800 chemin des jardins au niveau du regard Rcj14.

- **Les Déversoirs d'Orage :**

Suite à des débordements importants de collecteur principale de la ville de Koléa qui passe à l'intérieur de l'hôpital de cette ville, les services de la DRE de la wilaya de Tipaza ont récemment réalisé deux déversoirs d'orage à l'intérieur de cet établissement, à savoir le DVO n°1 et le DVO n°2 afin de rétablir le fonctionnement rationnel de ce collecteur d'assainissement d'une part et protéger cet établissement de santé contre le débordement d'autre part, malgré ça le problème n'est pas réglée .

III.4 Diagnostic in situ du réseau d'assainissement de la ville de KOLEA :

III.4.1 Etat des regards :

Les regards ont pour rôle de permettre le nettoyage et débouchage éventuel du réseau, on doit les placer :

- A chaque changement de pente ou direction.
- A chaque intersection de canalisation.
- Au maximum, chaque 80m de canalisation en relief plat ou à pente faible

Lors de l'enquête effectuée sur le terrain, nous avons visité quelque regard. Pour vérifier l'état de fonctionnement, des fiches techniques sont représenté ci-dessous pour illustrer une partie de la réalité du réseau d'assainissement de cette ville :

Tableau III.1: Etat des regards :

Description		Illustration
Galerie "K" En brique pleine (1.25x1.00) m	Regard K1 Profondeur : 1.25 m Observation : <ul style="list-style-type: none"> •Bon état •En béton armé •Elle reçoit deux collecteurs principaux de Ø 700 et Ø 600 	 R K1
	Regard K8 Profondeur : 1.25 m Observation : <ul style="list-style-type: none"> •Bon état •En béton armé • Elle reçoit un collecteur principal de Ø 1000 	 R K8
Galerie "B" En brique pleine (1.25x1.00) m	Regard B1 Profondeur : 1.25 m Observation : <ul style="list-style-type: none"> •Bon état •En béton armé •Reçoit un collecteur principal de Ø 600 	 R B1
	Regard B5 Profondeur : 1.25 m Observation : <ul style="list-style-type: none"> •Bon état •En béton armé • Elle reçoit un collecteur principal de Ø 600 	 R B5

<p>Galerie "B" En brique pleine (1.25x1.00) m</p>	<p>Regard B7 et B8</p> <p>Profondeur : 1.25 m</p> <p>Observation :</p> <ul style="list-style-type: none"> •En BA •Mauvais état •Présente des déches •Le B7 reçoit un collecteur principal Ø 600 et le B8 reçoit un collecteur Ø 1000 	
<p>à l'aval du DVO n°1</p>	<p>Regard à l'aval du DVO n°1</p> <p>Observation :</p> <ul style="list-style-type: none"> •Elle reçoit un collecteur Ø600mm en PVC •cassés et présentent un état de dégradation avancé, ce qui provoque la diffusion des odeurs nauséabondes •Mauvais état •Présence des déchets 	
<p>Collecteur sortant de l'Hôpital</p>	<p>Regard R2</p> <p>Profondeur : 1,2 m Diamètre d'entré : Ø 600mm Diamètre de sortie : Ø600mm</p> <p>Observation :</p> <ul style="list-style-type: none"> •En BA • Mauvais état •Présence des déchets 	

<p>Collecteur sortant de l'Hôpital</p>	<p>Regard R17</p> <p>Profondeur : 1,2 m Diamètre d'entrée : Ø 600mm Diamètre de sortie : Ø600mm</p> <p>Observation :</p> <ul style="list-style-type: none"> •En béton armé • Mauvais état •Présence des déchets 	 <p>R17</p>
	<p>Regard R18</p> <p>Profondeur : 1,2 m Diamètre d'entrée : Ø 600mm Diamètre de sortie : Ø600mm</p> <p>Observation :</p> <ul style="list-style-type: none"> •En béton armé • Mauvais état •Présence des déchets 	 <p>R18</p>
<p>Collecteur chemin des jardins</p>	<p>Regard Rcj13</p> <p>Profondeur : 1,4 m Diamètre d'entrée : Ø 600mm Diamètre de sortie : Ø800mm</p> <p>Observation :</p> <ul style="list-style-type: none"> •En béton armé • Mauvais état •Présence des déchets •Elle reçoit un collecteur principal Ø 600 mm des eaux usées des deux Galerie « K » et « B » qui passe à l'intérieur de l'hôpital, est raccordé au collecteur Ø800mm – chemin des jardins 	 <p>Rcj13</p>

Remarque :

On a une incapacité hydraulique du collecteur sortant de l'hôpital qui évacue les eaux usées des galeries « K » et « B » en temps de pluie, et se traduit par l'apparition des débordements au niveau des regards en temps de pluie.

III.4.2 Etat des collecteurs :

Tableau III.2: Récapitulatif de diagnostic hydraulique des collecteurs principaux :

Ouvrage	Dimension et caractéristique	Remarque
Galerie K	(1.25x1.00) m, en brique pleine	Fonctionnelle
Galerie B	(1.25x1.00) m, en brique pleine	Fonctionnelle
Collecteur traversent l'Hôpital	Ø600, en Béton armé	Une incapacité hydraulique du collecteur en temps de pluie ce dernier n'est fonctionnel pour évacuer un débit important, et se traduit par l'apparition des débordements au niveau des regards à l'intérieur de l'hôpital en temps de pluie. Les débordements issus de ce collecteur provoquent un vrai gêne pour visiteurs et les travailleurs de l'hôpital particulièrement en période hivernale où la rue principale de l'hôpital de transforme les cours d'eau.
Collecteur du chemin des jardins	Ø800, en Béton armé	Vu les débits importants des eaux usées arrivant à ce collecteur et Une incapacité hydraulique ce dernier est fonctionnel à 55% de sa capacité maximal en temps sec. En temps de pluie, le collecteur principal Ø800 chemin des jardins déborde dans plusieurs regards particulièrement le tronçon entre Rcj 14 et la traversée de la RN67.
Collecteur du quartier du Mexique	Ø800, en Béton armé	Fonctionnel
Collecteur de la route du marché hebdomadaire	Ø800, en Béton armé	Fonctionnel

Tableau III.3: Caractéristiques des collecteurs principaux.

Collecteur	tronçon	longueur	cote du terrain naturel (m)		pen	Diamètre	matériaux	Etats
		(m)	amont	aval	m/m	mm		
Collecteur Galerie B	B7-B8	15,60	103,97	101,72	0,144	1000	Béton arme	Etat vétuste
	B8-B9	18,22	101,72	99,92	0,098	1000	Béton arme	Etat vétuste
	B9-DO2	28,90	99,92	99,43	0,016	1000	Béton arme	Etat vétuste
	DO2-R1	5	99,43	99,41	0,004	600	Béton arme	Etat vétuste
Collecteur sortant de l'Hôpital	R1-R2	26,09	99,41	99,2	0,008	600	Béton arme	Etat vétuste
	R2-R3	22	99,2	98,31	0,040	600	Béton arme	Etat vétuste
	R3-R4	7,6	98,31	97,6	0,093	600	Béton arme	Etat vétuste
	R4-R5	21,8	97,6	96,94	0,030	600	Béton arme	Etat vétuste
	R5-R6	65,53	96,94	96,2	0,011	600	Béton arme	Etat vétuste
	R6-R7	65,5	96,2	94,88	0,020	600	Béton arme	Etat vétuste
	R7-R8	38	94,88	93,89	0,026	600	Béton arme	Etat vétuste
	R8-R9	45,24	93,89	91,32	0,056	600	Béton arme	Etat vétuste
	R9-R10	69,34	91,32	89,2	0,030	600	Béton arme	Etat vétuste
	R10-R11	22	89,2	87,6	0,072	600	Béton arme	Etat vétuste
	R11-R12	57,2	87,6	86,84	0,013	600	Béton arme	Etat vétuste
	R12-R13	24	86,84	86,62	0,009	600	Béton arme	Etat vétuste
	R13-R14	18,28	86,62	86,58	0,002	600	Béton arme	Etat vétuste
	R14-R15	22,12	86,58	86,15	0,019	600	Béton arme	Etat vétuste
	R15-R16	21,67	86,15	84,42	0,079	600	Béton arme	Etat vétuste
	R16-R17	50,33	84,42	84,36	0,001	600	Béton arme	Etat vétuste
	R17-R18	27,71	84,36	84,06	0,010	600	Béton arme	Etat vétuste
	R18-Rcj13	50,97	84,06	80,87	0,062	600	Béton arme	Etat vétuste

III.4. 3 Etat des bouches d'égout:

D'après constat on a remarqué que les bouches d'égout existent sur quelques rues seulement, ils sont tous en mauvais état et fermés par les boues et le goudron des routes, cela est dû à l'absence d'entretien et l'absence aussi presque totale des travaux de nettoyage.

III.4.4 Etat des déversoirs d'orage :

Les eaux de réseau d'assainissement de la ville de Koléa et rejetés directement vers la station d'épuration de Koléa.

Les deux déversoirs d'orages DVO n°1 et le DVO n°2 qui réaliser à l'intérieur de l'hôpital pour résoudre le problème de débordement des collecteurs d'assainissement d'une part et protéger cette établissement de santé contre ce type de débordements d'autre part, Lors de l'enquête effectuée sur le terrain pour vérifier l'état de fonctionnement sont représenté par le tableau ci-dessous :

Tableau III.4: Etat des déversoirs d'orage

Ouvrage	Dimension et caractéristique	illustration	Remarque
<p>Déversoir d'orage n°01</p>	<p>- Long(m) : 5,00, Larg(m) : 5,00, Pr(m) : 2,30 - Diamètre d'Entré : Ø1000 BA - Diamètre de Sortie : Ø600-PVC - Diamètre du Collecteur de décharge (mm) : Ø1000 BA et Ovoïde de hauteur H= 1m BA - Type : Type frontal - Hauteur du Seuil (mm) : 800 mm</p>		<ul style="list-style-type: none"> • il est équipé de deux collecteurs de décharges le 1er c'est un Ø1000 en béton armé, alors que le 2eme c'est un ovoïde de hauteur H= 1m ; les deux collecteur de décharge sont dirigés au niveau de chaaba. • Les débordements justes à l'aval du DVO n°1
<p>Déversoir d'orage n°02</p>	<p>- Long(m) : 7,00, Larg(m) : 4,20, Pr(m) : 2,00 - Diamètre d'Entré : Ø600-PVC arrivant de la galerie « B » et Ø600-PVC arrivant du DVO n°1 - Diamètre de Sortie : Ø600-Béton armé - Diamètre du Collecteur de décharge (mm) : Ø600-Béton armé. - Type : Type latéral non rectiligne - Hauteur du Seuil (mm) : 520 mm</p>		<ul style="list-style-type: none"> • des débordements fréquents à l'intérieur de l'hôpital au niveau de plusieurs regards du collecteur Ø600-BA qui sort du DVO n°2 • la présence de déchet et le dépôt et des ordures en grandes quantités à l'intérieur de ce DVO, constituent un vrai gêne au fonctionnement rationnel et correct de cet ouvrage ainsi que pour l'écoulement des eaux usées.

III.4.5 Etat des rejets :

Tableau III.5: Etat des rejets :

Ouvrage	Dimensions et caractéristiques	illustration
<p>L'Oued Koléa qui sera traversée au moyen d'un Siphon</p>	<p>Le collecteur projeté traverse l'Oued de Koléa via un ouvrage de siphon, pour se raccorder finalement au regard existant sur la galerie (1.40x1.00) m qui mène à la station d'épuration de Koléa</p>	

III.4.6 Problèmes d'inondations :

A l'issue des travaux de diagnostic sur chantier, nous avons touché au près les problèmes que connaît la ville de Koléa en matière d'assainissement et particulièrement le problème de débordement de collecteur principal qui passe à l'intérieur de l'Hôpital de cette ville.

Actuellement et en temps sec, le collecteur principal Ø600mm-Béton armé est fonctionnel à pleine section, et d'après le diagnostic effectué sur ce collecteur, nous remarquons une incapacité hydraulique de ce dernier en temps de pluie pour évacuer tous les eaux usées arrivant de la galerie « K » et « B », qui se traduit par l'apparition des débordements au niveau des regards à l'intérieur de l'hôpital, provoquent une vrai gêne aux visiteurs et aux travailleurs de cet établissement de santé particulièrement en période hivernale où la rue principale de l'hôpital devenue comme un cours d'eau.



Figure III.1 : Débordement des eaux issues du collecteur Ø600-Béton armé à l'intérieur de l'Hôpital (Cas de Pluie de référence).



Figure III.2 : Débordement des eaux issues du collecteur Ø600-Béton armé à l'intérieur de l'Hôpital (Cas de Pluie d'une intensité élevée).

Les remarques relevées lors de ces travaux de diagnostic sont les suivantes :

- Le manque d'entretien et de curage du déversoir n°2, traduit par la présence de déchet et des ordures en grandes quantités à l'intérieur de ce DVO, constituent un vrai gêne au fonctionnement rationnel et correct de cet ouvrage ainsi que pour l'écoulement des eaux usées.
- d'une dégradation structurelle ou fonctionnelle des deux ouvrages de déversement (DVO n°1 et 2).
- d'une insuffisance hydraulique due à un mauvais dimensionnement de ces deux ouvrages de déversement.
- d'une incapacité hydraulique des deux collecteurs de sortie des déversoirs d'orages. Cette insuffisance traduit par l'apparition de ce type de débordement juste à l'aval de ces ouvrages.
- Dégradation d'état des regards et le collecteur vétuste Ø600 en béton armé.

III.5 Recommandation :

Après le diagnostic du réseau, les aménagements envisagés sont comme suite :

- Vérifier les conditions d'écoulement et de dimensionnement de réseau (collecteur en bon état ou mauvais état).
- Elimination des deux déversoirs d'orages DVO n°1 et DVO n°2 existants au niveau de l'hôpital.
- Elimination des collecteurs de décharge des deux déversoirs n°1 et n°2 et le collecteur entre :
 - Le regard K9 et DVO n°1.
 - Le regard B7 et DVO n°2.
- Elimination le collecteur vétuste entre le regard B7 et le DVO n°2.
- Elimination le collecteur Ø600 à l'intérieur de l'hôpital.
- Renforcement des collecteurs qui ne répondent pas aux nouvelles données.
- Créer un nouveau collecteur rive droite de Oued Koléa, pour évacuer les eaux usées de la galerie « K » et « B » qui va longer la route nationale en passant à travers l'extension sud de la ville (POS n°12), pour se raccorder au regard existant sur la galerie (1.40x1.00) m qui mène à la station d'épuration de Koléa.
- Projeter un collecteur Ø400 en PVC pour évacuer les eaux usées de l'hôpital sur un linéaire de 124,5 m et le raccorder avec le nouveau collecteur rive droite de oued Koléa.
- Les bouches d'égout et les regards doivent être nettoyés périodiquement de tous les déchets qui peuvent perturber l'écoulement et engendrer des problèmes laborieux sur le fonctionnement hydraulique normal du réseau
- Prévoir des déversoirs d'orages chaque fois que c'est nécessaire.
- Si il est nécessaire de projeter une station de relevage pour acheminer les eaux usées vers la station d'épuration de Kolea.
- Assurer la bonne réalisation de projet (pose de conduites, implantation des déversoirs d'orages et des regards...etc.)

III.6 Conclusion :

Selon le défaut sur le site, il a été remarqué que le collecteur qui traverse l'hôpital en question présente des anomalies physique et hydraulique ainsi il perturbe le fonctionnement de collecteur principal de chemin des jardins, a également été observée des inondations au sein de cette institution qui peut causer des effets néfastes sur le milieu naturel, dans ce cas nous sommes appelés au procédé d'aménagement de ce système d'évacuation pour répondre aux anomalies existantes.

CHAPITRE -IV - CALCUL DE BASE

IV.1 Introduction :

Dans ce chapitre, on va s'intéresser au calcul de base de collecteur d'évacuation d'eaux usées et pluviales et de l'estimation du nombre d'habitants pour l'horizon 2048, le choix du système d'assainissement ainsi que le schéma de collecte et d'évacuation des eaux, le nombre de sous bassins adoptés et le coefficient de ruissellement correspondant.

IV.2 Situation démographique :

L'estimation de la population est l'un des facteurs important dans une étude d'assainissement, la population de la ville de Koléa a été évaluée à partir du dernier recensement, il est estimé à 50249 habitats (source PDU Koléa selon le RGPH 2008), avec un taux de croissance de 2,2%.

L'estimation du nombre pour des horizons futurs, est donnée par la loi des accroissements géométrique donnée par la relation suivante :

$$P_t = P_0 (1 + \tau)^N \quad (IV.1)$$

Avec :

P_t : Nombre d'habitants à l'horizon étudié.

P_0 : Nombre d'habitants à l'année de base, il est estimé à 50249 Habitats (source PDU Koléa selon le RGPH 2008).

τ : taux d'accroissement en (%) 2,2%.

N : Ecart d'années entre deux horizons.

Notre étude est fixée à long terme (30 ans) on prend l'année (2018) comme année de base.

L'évaluation de la population est estimée comme suit :

Tableau IV.1: Estimation du nombre d'habitants selon l'horizon d'étude

Horizon d'étude	2018	2028	2038	2048
Nombre d'habitants	62465	77650	96528	119995

Remarque :

Dans cette étude on suppose que la répartition de la population est homogène sur toute la superficie de la ville de KOLEA, pour le dimensionnement de nouveau collecteur rive droite de oued koléa qui évacuer les eaux usées de la galerie (K) et (B) on prend juste 1/3 de la population totale de la ville (source APC).

Alors l'estimation du nombre d'habitants pour l'ensemble des sous bassins est représentée par le tableau IV.2:

Tableau IV.2 : Estimation du nombre d'habitants pour l'ensemble des sous bassins selon l'horizon d'étude

Horizon d'étude	2018	2028	2038	2048
Nombre d'habitants	20822	25883	32176	39998

IV.3 Découpage de l'aire d'étude en sous bassins élémentaires:

Le découpage du site en sous bassins élémentaires doit être fait selon :

- Les courbes de niveau.
- Les routes et voiries existantes.
- Les pentes et les contre pentes.

Pour notre projet, le découpage de la zone à étudier se fait par Les routes et voiries existantes, les courbes de niveaux, ainsi que les pentes et les contres pentes.

IV.4 Système d'évacuation des eaux usées et des eaux pluviales:

L'établissement du réseau d'une agglomération doit répondre à deux catégories de préoccupation, à savoir :

- Assurer une évacuation correcte des eaux pluviales de manière à empêcher la submersion des zones urbanisées et d'éviter toute stagnation après les averses.
- Assurer l'évacuation des eaux usées ménagères, ainsi que les eaux résiduaires industrielles. Il est permis d'imaginer un ou plusieurs réseaux de canalisations où l'effluent s'écoule généralement gravitairement.

Trois systèmes d'évacuations sont susceptibles d'être mis en service :

1. Système unitaire.
2. Système séparatif.
3. Système pseudo séparatif.

IV.4.1 Système unitaire :

Dans le système unitaire L'évacuation de l'ensemble des eaux usées et pluviales est assurée par un seul réseau, et certains effluents industriels ou certaines eaux de refroidissement, sont évacués par un réseau unique, généralement pourvu de déversoirs qui permettent, en cas d'orage, le rejet d'une partie des eaux par surverse. Le système unitaire s'impose lorsqu'il n'y a plus de possibilités de concevoir économiquement un réseau séparatif et une maîtrise des branchements particuliers.

IV.4.2 Système séparatif :

C'est un réseau qui consiste à l'évacuation des eaux domestiques d'origine ménagère, les eaux des équipements, les eaux de service public et certaines eaux industrielles dans un collecteur et l'évacuation de toutes les eaux pluviales est assurée par un autre collecteur.

IV.4.3 Système pseudo séparatif :

Ce système reçoit les eaux usées en partie, les eaux de ruissellement en provenance des habitations, tandis que les eaux de ruissellement des voiries et toitures sont reprises par une conduite qui les déverse dans le milieu naturel. C'est un système qui s'adapte aux zones rurales, les habitations desservies par un tel réseau ne possèdent qu'un seul branchement.

Remarque :

Le système d'évacuation des eaux usées et les eaux pluviales existant est le système unitaire.

IV.5 Choix du système d'assainissement :

Les critères du choix du système d'assainissement sont :

- L'aspect économique : Une étude comparative de plusieurs variantes est nécessaire.
- S'il s'agit d'une extension de réseau il faut tenir compte du système existant.
- La topographie du terrain naturel.
- Il faut tenir compte des conditions de rejet.
- Urbanistiques (répartition des quartiers résidentiels, commerciaux, et industriels, etc...).
- De réduction des débits de pointe des eaux pluviales.
- De proximité des réseaux voisins et de leurs positions en profondeur (conduites d'eaux potables, canalisation de gaz, câbles électriques ou téléphoniques, etc.).

IV.6 Schémas d'évacuation:

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

1. Schéma perpendiculaire.
2. Schéma par déplacement latéral.

3. Schéma à collecteur transversal ou oblique.
4. Schéma à collecteur étagé.
5. Schéma type radial.

Remarque :

Dans notre zone d'étude le schéma d'évacuation est le schéma par déplacement latéral.

➤ **Schéma par déplacement latéral:**

Il est plus simple par rapport aux systèmes qui reportent le déversement de l'effluent à l'aval de l'agglomération. Dans ce sens il reprend l'ensemble des eaux débouchant par les artères perpendiculaires, au moyen d'un collecteur de berge or avec ce dispositif, on se trouve souvent gêné si l'on a recours à l'écoulement gravitaire, par le défaut de pente.

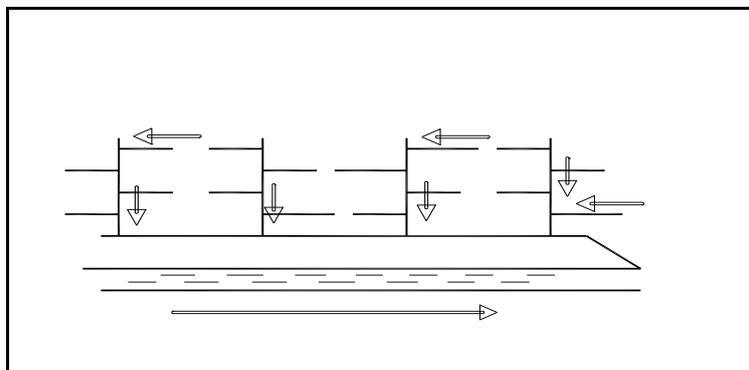


Figure IV.1 : Schéma par déplacement latéral

IV.7 Choix du schéma du réseau d'évacuation :

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

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

IV.8 Choix de découpage des sous bassins:

Le découpage des sous bassins est fait en tenant compte des paramètres suivants :

- Topographie du terrain.
- Les routes et voiries existantes.
- Limites naturelles : oueds, talweg, collines,...etc.

IV.9 Choix du coefficient de ruissellement :

Le coefficient de ruissellement est défini comme étant le rapport entre le volume d'eau ruisselée et le volume d'eau tombée sur cette aire, sa valeur varie de 0.05 à 1, elle dépend de plusieurs facteurs :

- La nature du sol.
- La densité de la population.
- La pente du terrain.
- La densité d'occupation du sol.
- La durée de pluie.
- L'humidité de l'air.

IV.9.1 Coefficient de ruissellement en fonction de la catégorie d'urbanisation :

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

Tableau IV.3 : Coefficients de ruissellement en fonction de la catégorie d'urbanisation

Zone d'urbanisation	Coefficient de ruissellement
Zones d'habitation très denses	0.9
Zones d'habitation denses	0.6 à 0.7
Zones d'habitation moins denses	0.4 à 0.5
Quartiers résidentiels	0.2 à 0.3
Squares, jardins, prairies	0.05 à 0.2

Source : Cours de Mr B.SALAH

IV.9.2 Coefficient de ruissellement en fonction de la densité de population :

Tableau IV.4: Coefficient de ruissellement en fonction de la densité de la population

Densité de population	Coefficient de ruissellement
20	0.20
30 à 60	0.20 à 0.25
60 à 150	0.25 à 0.30
150 à 200	0.30 à 0.45
200 à 300	0.45 à 0.60
300 à 400	0.60 à 0.80

Source : Cours de Mr B.SALAH

Tenant en compte des considérations suscitées nous avons estimé les coefficients de ruissèlements en fonction de la catégorie d'urbanisation (tableau IV.2) pour chaque bassin versant et pour l'ensemble de ces derniers comme suit.

Tableau IV.5 : Coefficient de ruissellement pour chaque bassin versant.

Bassin versant	Surface (Ha)	Catégorie d'urbanisation	Coefficient de ruissellement Cri
SB1	4,05	Dense	0,68
SB2	6,8	Dense	0,67
SB3	2,9	Dense	0,64
SB4	5,8	Dense	0,6
SB5	7,69	Dense	0,7
SB6	7,68	Moins dense	0,5
SB7	7,52	Quartiers résidentiels	0,3
SB8	10	Quartiers résidentiels	0,25
SB9	7	Quartiers résidentiels	0,25
SB10	6,2	Quartiers résidentiels	0,27

IV.10 Calcul du nombre d'habitants pour chaque sous bassin:

Après avoir estimé les coefficients de ruissellement de chaque sous bassin et le coefficient de ruissellement pondéré totale, nous déterminons le nombre d'habitants y correspondant. Pour cela il faut calculer la densité partielle et par la suite le nombre d'habitants.

IV.10.1 Coefficient de ruissellement pondéré :

On calcule le coefficient de ruissellement pondéré par :

$$C_{rp} = \frac{\sum A_i * C_{ri}}{A} \quad (IV.2)$$

Avec :

A_i : surface du sous bassin (ha).

A : surface totale en (ha).

C_{ri} : coefficient de ruissellement partiel.

C_{rp} : coefficient de ruissellement total pondéré.

i : numéro de sous bassin.

$$C_{rp} = \frac{30,05}{65,64} = 0,46$$

IV.10.2 La densité partielle et le nombre d'habitants pour chaque sous bassins :

On a la formule suivante :

$$D_i = \frac{C_{ri} \cdot P_t}{C_{rp} \cdot A} \quad (IV.3)$$

Avec :

Di : densité partielle pour chaque sous bassin (hab/ ha).

Crp : coefficient de ruissellement total pondéré.

A : surface totale (ha) A=65,64 ha.

Pt : nombre total d'habitants (hab) à l'horizon d'étude 2048 pour l'ensemble des sous bassins = 39998 hab.

On procède par la suite au calcul du nombre d'habitants correspondant à chaque sous bassin par la relation ci-dessous :

$$P_i = D_i \cdot A_i \quad (IV.4)$$

Les résultats de calcul de nombre d'habitants de chaque sous bassins sont portés dans le tableau suivant :

Tableau IV.6 : Répartition de population dans chaque sous bassin.

Bassin versant	Surface (Ha)	Di (hab/ha)	Pi (hab)
SB1	4,05	900	3645
SB2	6,8	887	6031
SB3	2,9	847	2456
SB4	5,8	795	4611
SB5	7,69	930	7152
SB6	7,68	670	5145
SB7	7,52	399	3000
SB8	10	340	3400
SB9	7	332	2324
SB10	6,2	360	2232
Totale	65,64	6460	39998

IV.11 Conclusion :

Ce chapitre nous a permis de fixé les choix suivants :

- L'horizon de calcul sera 2048. soit une population future de 39998 habitants.
- Le système d'assainissement adopté pour la zone d'étude est le système unitaire.
- Le schéma d'évacuation c'est le schéma par déplacement latéral
- Il a été déduit 10 sous bassins à la suite du découpage de la zone d'étude.

CHAPITRE -V-**EVALUATION DES DEBITS DES EAUX USEES ET PLUVIALES****V.1 Introduction :**

Le réseau d'assainissement est appelé pour assurer l'évacuation des eaux de ruissellement et des eaux usées d'origine domestique. Avant de passer au dimensionnement des collecteurs, il faut que l'évaluation des débits d'eaux usées et pluviales porte essentiellement sur l'estimation la quantité et de la qualité des rejets qui se caractérisent en fonction du type d'agglomération et des diverses catégories du sol.

V.2 Evaluation des débits d'eaux usées :

V.2.1 Généralités :

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.

V.2.2 Nature des eaux usées à évacuer :

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

On distingue:

- Les eaux usées d'origine domestique.
- Les eaux usées du service public.

V.2.2.1 les usées domestiques :

Les eaux usées d'origine domestique comprennent :

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

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

- Type d'habitats et leur degré de confort.
- Dotation en eaux potable.
- Conditions climatiques.
- Prise en compte forfaitaire des eaux publiques et industrielles.

V.2.2.2 Les eaux usées du service public :

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.

V.3 Evaluation des débits des eaux usées domestiques :

Pour calculer le débit des eaux usées à évacuer, nous prendrons comme base une dotation d'eau potable de 150 l/j hab. (Source A.P.C de KOLEA), nous considérons que les 80% de l'eau consommée sont rejetée comme eaux usées dans le réseau d'évacuation.

V.3.1 Evaluation du débit moyen journalier :

Le débit moyen journalier rejeté est calculé par la relation suivante :

$$Q_{moy.j} = \frac{N.D.K_r}{86400} \quad (V.1)$$

Avec:

$Q_{moy.j}$: Débit moyen rejeté quotidiennement en (l/s) .

N : Nombre d'habitants à l'horizon d'étude (hab).

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

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

V.3.2 Evaluation du débit de pointe :

Comme la consommation, le rejet des eaux usées est aussi variable dans la journée, d'où on est appelé à déterminer le débit de pointe qu'il est donné par la formule qui suit :

$$Q_{pte} = K_p \cdot Q_{moy.j} \quad (V.2)$$

Avec :

Q_{pte} : Débit de pointe.

$Q_{moy.j}$: Débit moyen journalier.

K_p : Coefficient de pointe, Ce coefficient de pointe peut être :
Calculé à partir du débit moyen journalier :

$$K_p = 1.5 + \frac{2.5}{\sqrt{Q_{moy,j}}} \quad \text{Si } Q_{moy,j} \geq 2,81 / s \quad (V.3)$$

$$K_p = 3 \quad \text{si } Q_{moy,j} < 2,81 / s$$

Tableau V.1 : Evaluation des débits des eaux usées des équipements pour chaque sous bassin.

N° du S.B	Type d'équipement	Unité de mesure	Nombre d'unité	Dotation l/j.unité	Qéqui usée (l/s)	Qéqui total (l/s)
1	OPGI	Employé	30	10	0,0028	0,0051
	SONELGAZ	Employé	25	10	0,0023	
2	APC	Employé	45	10	0,0042	0,0042
5	Polyclinique	Lit	30	50	0,014	0,014
6	Lycée	Elève	620	10	0,057	0,057
7	Mosquée	Fidèle	310	10	0,029	0,029
8	Lycée	Elève	540	10	0,05	0,083
	Ecole primaire	Elève	360	10	0,033	
10	Ecole primaire	Elève	310	10	0,029	0,045
	Mosquée	Fidèle	180	10	0,016	

Source : APC de KOLEA

Tableau V.2: Détermination des débits de pointe d'eaux usées pour l'ensemble des sous bassins :

Bassin versant	Aire (ha)	Nombre	Qmoy,j (l/s)	Kp	Qpte,usé (l/s)	Qequip (l/s)	Qusée total (l/s)	Qusée total (m³/s)
SB1	4,05	3645	5	2,61	13,05	0,0051	13,05	0,01305
SB2	6,8	6031	8,37	2,36	19,75	0,0042	19,75	0,01975
SB3	2,9	2456	3,41	2,85	9,71	-	9,71	0,00971
SB4	5,8	4611	6,40	2,48	15,87	-	15,87	0,01587
SB5	7,69	7152	9,93	2,29	22,73	0,014	22,75	0,02275
SB6	7,68	5145	7,14	2,43	17,35	0,057	17,40	0,01740
SB7	7,52	3000	4,16	2,72	11,31	0,029	11,34	0,01134
SB8	10	3400	4,72	2,65	12,50	0,083	12,59	0,01259
SB9	7	2324	3,22	2,89	9,30	-	9,30	0,00930
SB10	6,2	2232	3,1	2,91	9,021	0,045	9,06	0,00906
Totale	65,64	39998	55,45	2,619	140,6336	0,2373	140,87	0,14087

V.4 Évaluation des débits des eaux pluviales :

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

Ces eaux doivent être collectées et conduites vers la canalisation d'évacuation afin d'éviter les risques des débordements et leurs conséquences sur l'environnement. C'est pour cela que le choix des débits d'eaux pluviales est très important lors du dimensionnement du réseau, vu qu'il influe directement sur le diamètre des conduites et sur les ouvrages à prévoir.

Plusieurs méthodes se présentent pour l'estimation des débits pluviaux, mais les deux méthodes les plus utilisées du fait de leur simplicité sont :

- la méthode rationnelle.
- la méthode superficielle.

V.4.1 La méthode rationnelle :

Cette méthode fut découverte en 1889, mais ce n'est qu'en 1906 qu'elle a été généralisée, elle consiste à évaluer, au fur et à mesure de l'avancement du calcul, les temps de concentration aux divers points caractéristiques du parcours d'un réseau.

De ce point de vue, la méthode rationnelle elle est fondée sur la proportionnalité et la linéarité de la transformation pluie-débit, exprimées par la relation suivante :

$$Q = \alpha \cdot C_r \cdot i \cdot A \quad (V.4)$$

Avec :

Q : débit de pointe à l'exutoire.

C_r : coefficient de ruissellement sur le bassin versant.

i : intensité moyenne de la pluie.

A : superficie du bassin versant.

α : Coefficient correctif de l'intensité tenant compte de la distribution de la pluie dans l'espace, dont sa détermination est en fonction de la forme du bassin.

V.4.1.1 Hypothèses de la méthode rationnelle :

La méthode rationnelle est fondée par quatre (04) hypothèses :

- L'intensité de l'averse en mm/h est uniforme, dans le temps et dans l'espace, sur l'ensemble du bassin drainé.
- Le coefficient de ruissellement est invariable d'une averse à l'autre.
- Le débit de pointe Q_p est observé à l'exutoire seulement si la durée de l'averse est supérieure au temps de concentration du bassin versant.
- Le débit de pointe est proportionnel à l'intensité moyenne sur une durée égale au temps de concentration du bassin versant.

V.4.1.2 Validité de la méthode rationnelle :

Cette méthode est efficace pour des aires relativement limitées, le résultat est meilleur pour des aires plus faibles du fait de la bonne estimation du coefficient de ruissellement, aussi, elle est applicable pour des surfaces où le temps de concentration ne dépasse pas 30 minutes.

V.4.1.3 Temps de concentration :

Le temps de concentration d'un bassin est défini comme étant le temps mis par la pluie tombée au point le plus éloigné, en durée d'écoulement, pour atteindre l'entrée du collecteur qui doit évacuer l'apport de la surface considérée, elle est donnée par la formule suivante :

$$t_c = t_1 + t_2 + t_3 \quad (V.5)$$

Où :

t_1 : Temps mis par l'eau pour s'écouler dans les canalisations ;

$$t_1 = \frac{L}{60 V} = \frac{\text{Longueur}}{\text{Vitesse}} \quad (\text{min}) \quad (V.6)$$

t_2 : Temps mis par l'eau pour atteindre le premier ouvrage d'engouffrement, ce temps varie de 2 à 20 min.

t_3 : Temps de ruissellement dans un bassin ne comportant pas de canalisations :

$$t_3 = \frac{L}{11 \sqrt{I}} \quad (\text{min}) \quad (V.7)$$

Avec :

I : La pente du terrain (%) ;

L : Longueur du plus long parcours de l'eau (km).

Trois (03) cas peuvent être envisagés :

- Le bassin ne comporte pas de canalisation : $t_c = t_3$;
- Le bassin comporte un parcours superficiel, puis une canalisation : $t_c = t_1 + t_3$;
- Le bassin est urbanisé et comporte une canalisation : $t_c = t_1 + t_2$.

Dans le cas général, pour les zones peu allongées, le temps de concentration est donné par la relation suivante :

$$t_c = 3.98 \left[\frac{L}{\sqrt{I}} \right]^{0.77} \quad (V.8)$$

Où :

L : Longueur du plus grand parcours de l'eau (km).

V.4.1.4 Coefficient réducteur d'intensité :

Pour tenir compte de la distribution de la pluie dans l'espace, il y a lieu d'appliquer un coefficient réducteur « α » déterminé d'après une loi de répartition de pluie.

Pour des bassins longs (rectangle étroit, largeur = $\frac{1}{2}$ de la longueur), ce coefficient sera :

$$\alpha = 1 - 0.006 \sqrt{\frac{D}{2}} \quad (\text{V.9})$$

Pour des bassins ramassés (carré ou cercle)

$$\alpha = 1 - 0.005 \sqrt{D} \quad (\text{V.10})$$

Avec

D : Distance du milieu du bassin à l'épicentre de l'orage.

Précisions qu'en ce qui concerne son application aux calculs de la méthode rationnelle « D » est la distance du milieu d'une zone « A_i » à l'épicentre de l'orage, et il est pratiquement difficile de différencier les formes, par conséquent nous préconisons d'adopter une formule moyenne unique :

$$\alpha = 1 - 0.0046 \sqrt{D} \quad (\text{V.11})$$

V.4.1.5 Les anomalies de la méthode rationnelle :

La décomposition du bassin en aires élémentaires est toujours assez grossièrement approchée en raison de la difficulté de déterminer avec une précision suffisante la durée du ruissèlement entre ces diverses zones et l'exutoire.

On suppose généralement que le coefficient de ruissèlement « C_r » est constant sur tout le bassin et pendant toute la durée de l'averse ce qui est souvent loin de la réalité.

La critique principale que l'on peut faire à cette méthode est qu'elle ne tient pas compte du stockage de l'eau de ruissèlement sur le bassin.

Cette méthode sous-estime les débits de pointes observés, probablement parce qu'on sous-estime le coefficient de ruissèlement en négligeant le rôle des surfaces non revêtues et sans végétation.

V.4.2 La méthode superficielle (méthode de Caquot) :

Le modèle de Caquot ou la méthode superficielle est une forme globaliste de la méthode rationnelle.

D'une manière générale, en faisant intervenir tous les mécanismes de l'écoulement, cette méthode permet de calculer, aux divers points caractéristiques des tronçons, le débit de pointe qui servira à la détermination ultérieure des dimensions hydrauliques des ouvrages évacuateurs.

$$Q_p = K^{\frac{1}{\mu}} C^{\frac{1}{\mu}} I^{\frac{v}{\mu}} A^{\frac{\omega}{\mu}} \quad (\text{V.12})$$

Où :

Q_p : débit pluvial de pointe, en (m³/s) ;

K, u, v, w : coefficient d'expression ;

I : pente moyenne du collecteur du sous bassin considéré en (m/m) ;

C : coefficient de ruissellement ;

A : surface du sous bassin considéré (ha) ;

Les coefficients d'expression K, u, v, w sont donnés par les relations :

$$K = \frac{a \mu^b}{6 (\beta + \delta)} \quad (V.13)$$

$$\mu = 1 - b f \quad (V.14)$$

$$v = c b \quad (V.15)$$

$$\omega = 1 - \varepsilon - b d \quad (V.16)$$

Avec :

a et b : sont des paramètres en fonction de la période de retour selon les courbes IDF, ils sont donnés par la relation suivante :

$$I(t) = a t^b \quad (V.17)$$

V.5 Choix de la méthode :

En tenant compte des caractéristiques de notre agglomération du point de vu surface, pente, et coefficient de ruissellement la méthode rationnelle est la plus appropriée à ce cas de figure. On appliquant la méthode rationnelle :

Tableau V.4 : Evaluation des débits pluvieux pour chaque sous bassin.

Bassin versant	Surface (Ha)	Cri	α	i (l/s/ha)	Q _i pluviale (l/s)	Q _i pluvial (m ³ /s)
SB1	4,05	0,68	0,92	180	456,06	0,456
SB2	6,8	0,67	0,91	180	746,27	0,746
SB3	2,9	0,64	0,92	180	307,35	0,307
SB4	5,8	0,6	0,92	180	576,28	0,576
SB5	7,69	0,7	0,90	180	872,04	0,872
SB6	7,68	0,5	0,89	180	615,16	0,615
SB7	7,52	0,3	0,88	180	357,35	0,357
SB8	10	0,25	0,90	180	405	0,405
SB9	7	0,25	0,91	180	286,65	0,286
SB10	6,2	0,27	0,91	180	274,20	0,274

V.6 Calcule des débits totales pour chaque sous bassin :

Tableau V.5: Evaluation des débits totaux pour chaque sous bassin.

Sous bassin	Surface (Ha)	Q _i pluviale (l/s)	Q _{pi} tot (l/s)	Q _i totale (l/s)	Q _i totale (m ³ /s)	Q totale (m ³ /s)
SB1	4,05	456,06	13,05	469,11	0,46911	5,03
SB2	6,8	746,27	19,75	766,02	0,76602	
SB3	2,9	307,35	9,71	317,06	0,31706	
SB4	5,8	576,28	15,87	592,15	0,59215	
SB5	7,69	872,04	22,75	894,79	0,89479	
SB6	7,68	615,16	17,40	632,56	0,63256	
SB7	7,52	357,35	11,34	368,69	0,36869	
SB8	10	405	12,59	417,59	0,41759	
SB9	7	286,65	9,30	295,95	0,29595	
SB10	6,2	274,20	9,066	283,266	0,283266	

V.7 Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons calculés les débits de rejet de cette agglomération de différentes natures (domestique, d'équipement et pluviale) .D'après les valeurs des débits obtenues, on constate que les débits d'eaux usées ne représentent qu'une faible fraction des débits pluviaux. Par conséquent le choix du système d'assainissement doit être judicieux afin d'assurer l'auto curage dans le cas de débits minimum.

CHAPITRE -VI-

CALCUL HYDRAULIQUE DU RESEAU D'ASSAINISSEMENT

VI.1 Introduction:

Dans ce chapitre on dimensionne le collecteur d'assainissement principale qui évacue les eaux usées et les eaux pluviales de la galerie K et B, il doit dans toute la mesure du possible, être autocureur et assurer :

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

VI.2 Conditions d'écoulement et de dimensionnement :

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

L'écoulement en assainissement est gravitaire dans la mesure du possible, donc tributaire de la topographie du terrain naturel, en plus cet écoulement doit avoir une vitesse qui permet l'auto-curage, et ne détériore pas les conduites.

La vitesse d'auto curage : comme les eaux usées sont des eaux chargées, qui contiennent du sable facilement décantable, il faut avoir une vitesse d'écoulement qui satisfait les conditions suivantes :

- Une vitesse minimale de 0.6 m /s pour le (1/10) du débit de pleine section.
- 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, donc il est déconseillé de dépasser des vitesses de l'ordre de 5 m/s.

VI.3 Mode de calcul :

Avant de procéder au calcul hydraulique du réseau d'assainissement en gravitaire, on considère les hypothèses suivantes :

- L'écoulement est uniforme à surface libre, le gradient hydraulique de perte de charge est égal à la pente du radier.
- La perte de charge engendrée est une énergie potentielle égale à la différence des côtes du plan d'eau en amont et en aval.

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

Avant de procéder au calcul hydraulique du réseau on définit les paramètres suivants :

- Périmètre mouillé (P) : c'est la longueur du périmètre de la conduite qui est au contact de l'eau (m)
- Section mouillée (S) : c'est la section transversale de la conduite occupée par l'eau (m²).
- Rayon hydraulique (Rh) : c'est le rapport entre la section mouillée et le périmètre mouillé (m).
- Vitesse moyenne (v) : c'est le rapport entre le débit volumique (m³/s) et la section (m²).
- Le dimensionnement des collecteurs se fait à la base des abaques de BAZIN.

Le procédé de calcul est le suivant :

Avec la pente et le débit on tire de l'abaque (annexe 1 et 2) le diamètre normalisé, le débit à pleine section et la vitesse à pleine section. Ensuite on calcule les rapports :

$$\text{➤ rapport des débits } R_Q = \frac{Q}{Q_{PS}} \quad (\text{VI.1})$$

$$\text{➤ rapport des vitesses } R_V = \frac{V}{V_{PS}} \quad (\text{VI.2})$$

$$\text{➤ rapport des hauteurs } R_h = \frac{h}{D} \quad (\text{VI.3})$$

Avec :

Q : Débit véhiculé par la conduite circulaire en (m³/s)

V : Vitesse d'écoulement en (m/s).

h : Hauteur de remplissage dans la conduite en (m).

D : diamètre normalisé de la conduite en (mm).

Q_{ps} : Débit de pleine section en (m³/s)

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

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

$$Q = V.S \quad (\text{VI.4})$$

Avec :

Q : Débit (m³/s).

S : Section mouillée (m²).

V : Vitesse d'écoulement (m/s).

Pour le dimensionnement de notre réseau, on utilise la formule qui nous donne la vitesse moyenne. Si on choisit la formule de Manning, la vitesse en (m/s) est déterminée par l'expression :

$$V = K_s R_h^{\frac{2}{3}} \sqrt{I} \quad (\text{VI.5})$$

Où :

- K_s : représente le Coefficient de Manning, il dépend de la nature des parois (Pour notre réseau d'assainissement, on prend $K_s = 75$ pour les conduite en B-A et $K_s = 90$ pour les conduite en PVC)
- I : Pente en (m/m).

Et on tire l'expression du débit :

$$Q = K_s S R_h^{\frac{2}{3}} \sqrt{I} \quad (\text{VI.6})$$

D'où le diamètre pour les canalisations circulaires est calculé par la formule :

$$D_{\text{cal}} = \left[\frac{3.282 Q}{K_s \sqrt{I}} \right]^{\frac{3}{8}} \quad (\text{VI.7})$$

Le débit en plein section est donné donc par la relation :

$$Q_{ps} = V_{ps} \times \frac{\pi \times (D)^2}{4} \quad (\text{VI.8})$$

VI.4 Dimensionnement de nouveau réseau :

Les dimensions de collecteur d'assainissement projeté sont illustrées dans les tableaux ci-après :

Tableau VI.1 : Nouveau dimensionnement de collecteur d'assainissement :

Tronçon	Longueur (m)	Cote du terrain naturel (m)		Profondeur (m)		Cote du radier (m)		Pente% m/m	Q m ³ /s	D _{cal} mm	D _{nor} mm	Q _{ps} m ³ /s	V _{ps} m/s	R _q	R _v	R _h	H mm	V _{min} m/s	Matériaux
		amont	aval	amont	aval	amont	aval												
R1-R2	20.43	118.17	118.09	2.40	2.42	115.75	115.67	0.56	3.220	980	1000	3.330	3.36	0.79	1.08	0.81	855	1.85	Béton arme
R2-R3	9.65	118.09	117.74	2.42	2.41	115.67	115.33	3.40	3.220	869	1000	3.326	3.24	0.78	0.86	0.35	507	4.53	Béton arme
R3-R4	62.62	117.74	116.97	2.41	2.46	115.33	114.52	1.30	3.220	1001	1000	5.01	2.10	0.9	0.98	0.66	661	2.80	Béton arme
R4-R5	60.01	116.97	113.42	2.46	2.40	114.52	111.02	5.83	3.220	843	1000	5.40	5.79	1.1	0.79	0.41	440	4.84	Béton arme
R5- R6	60.00	113.42	110.50	2.40	2.40	111.02	108.10	4.86	3.220	843	1000	5.43	5.85	1.12	0.81	0.43	461	4.42	Béton arme
R6-R7	39.78	110.50	108.49	2.40	2.42	108.10	106.09	5.05	3.220	843	1000	5.167	5.05	1.04	0.81	0.43	456	4.53	Béton arme
R7-R8	45.00	108.49	106.40	2.42	2.31	106.09	104.40	2.39	3.220	929	1000	5.167	3.91	1.04	0.90	0.50	558	3.80	Béton arme
R8-R9	13.03	106.40	106.17	2.31	2.32	104.40	104.17	2.39	3.240	930	1000	5.167	3.91	1.04	0.90	0.5	560	3.80	Béton arme
R9-R10	17.53	106.17	105.70	2.32	2.00	104.17	103.70	2.39	4.470	1049	1200	5.167	3.91	1.04	0.98	0.66	669	3.80	Béton arme
R10-R11	20.96	105.70	105.31	2.00	2.12	103.70	103.31	2.39	4.470	1049	1200	5.167	3.91	1.04	0.98	0.66	669	3.80	Béton arme
R11-R12	80.05	105.31	103.71	2.12	2.00	103.31	101.71	2.39	4.470	1049	1200	5.167	3.91	1.04	0.98	0.66	669	3.80	Béton arme
R12-R13	80.02	103.71	101.99	2.00	2.3	101.71	99.99	2.39	4.470	1049	1200	5.167	3.91	1.04	0.98	0.66	669	3.80	Béton arme
R13-R14	55.89	101.99	100.81	2.3	2.21	99.99	98.81	2.39	4.470	1049	1200	5.167	3.91	1.04	0.98	0.66	669	3.80	Béton arme
R14-R15	53.92	100.81	100.01	2.21	2.25	98.81	98.01	2.39	4.470	1049	1200	5.167	3.91	1.04	0.98	0.66	669	3.80	Béton arme
R15-R16	36.00	100.01	99.28	2.25	2.29	98.01	97.28	2.39	4.470	1049	1200	5.167	3.91	1.04	0.98	0.66	669	3.80	Béton arme
R16-R17	35.12	99.28	98.67	2.29	2.33	97.28	96.67	2.39	4.470	1049	1200	5.167	3.91	1.04	0.98	0.66	669	3.80	Béton arme
R17-R18	50.05	98.67	97.57	2.33	2.37	96.67	95.57	2.39	4.470	1049	1200	5.167	3.91	1.04	0.98	0.66	669	3.80	Béton arme
R18-R19	79.80	97.57	95.64	2.37	2.34	95.57	93.64	2.39	4.470	1049	1200	5.167	3.91	1.04	0.98	0.66	669	3.80	Béton arme

Tableau VI.2 : Nouveau dimensionnement de collecteur d'assainissement (Suite) :

Tronçon	Longueur (m)	Cote du terrain naturel (m)		Profondeur (m)		Cote du radier (m)		Pente% m/m	Q m ³ /s	D _{cal} mm	D _{nor} mm	Q _{ps} m ³ /s	V _{ps} m/s	R _q	R _v	R _h	H mm	V _{min} m/s	Matériaux
		amont	aval	amont	aval	amont	aval												
R19-R20	35.18	95.64	94.69	2.34	2.39	93.64	92.69	2.39	4.470	1049	1200	5.010	5.91	1.17	0.98	0.66	669	2.80	Béton arme
R20-R21	57.88	94.69	94.01	2.39	2.41	92.69	91.42	2.39	4.470	1049	1200	5.010	5.91	1.17	0.98	0.66	669	2.80	Béton arme
R21-R22	32.21	94.01	92.95	2.41	2.45	91.42	89.87	3.19	4.470	1012	1200	5.010	5.24	1.12	0.96	0.57	598	3.30	Béton arme
R22-R23	35.09	92.95	91.87	2.45	2.5	90.95	89.87	2.39	4.470	1049	1200	5.010	5.91	1.17	0.98	0.66	669	2.80	Béton arme
R23-R24	30.00	91.87	89.68	2.5	2.46	89.87	87.68	3.30	4.470	1012	1200	5.430	5.12	1.08	0.94	0.61	611	3.46	Béton arme
R24-R25	39.97	89.68	89.57	2.46	2.90	87.68	86.67	3.30	4.470	1012	1200	5.430	5.12	1.08	0.94	0.61	611	3.46	Béton arme
R25-R26	31.93	89.57	88.62	2.90	2.76	86.67	85.86	3.30	4.470	1012	1200	5.430	5.12	1.08	0.94	0.61	611	3.46	Béton arme
R26-R27	30.14	88.62	87.50	2.76	2.41	85.86	85.09	3.30	4.470	1012	1200	5.430	5.12	1.08	0.94	0.61	611	3.46	Béton arme
R27-R28	39.83	87.50	85.75	2.41	2.15	85.09	83.60	3.68	4.470	1013	1200	5.410	5.12	1.07	0.93	0.52	592	3.72	Béton arme
R28-R29	59.91	85.75	83.36	2.15	2.00	83.60	81.36	3.68	4.470	1013	1200	5.410	5.57	1.07	0.93	0.52	592	3.72	Béton arme
R29-R30	35.16	83.36	82.15	2.00	2.07	81.36	80.08	3.68	4.470	1013	1200	5.410	5.57	1.07	0.93	0.52	592	3.72	Béton arme
R30-R31	131.92	82.15	77.37	2.07	2.11	80.08	75.25	3.68	4.470	1013	1200	5.410	5.57	1.07	0.93	0.52	592	3.72	Béton arme
R31-R32	35.98	77.37	76.39	2.11	2.45	75.25	73.94	3.68	4.470	1013	1200	5.410	5.57	1.07	0.93	0.52	592	3.72	Béton arme
R32-R33	35.03	76.39	75.07	2.45	2.42	73.94	72.66	3.68	4.470	1013	1200	5.410	5.57	1.07	0.93	0.52	592	3.72	Béton arme
R33-R34	32.09	75.07	73.37	2.42	2.40	72.66	70.97	3.68	4.470	1013	1200	5.410	5.57	1.07	0.93	0.52	592	3.72	Béton arme
R34-R35	60.07	73.37	70.43	2.40	2.40	70.97	68.05	2.39	4.470	1049	1200	5.520	4.91	1.09	0.98	0.66	669	2.80	Béton arme
R35-R36	25.03	70.43	70.44	2.40	4.09	68.05	68.04	2.39	4.470	1049	1200	5.510	4.91	1.12	0.98	0.66	669	2.80	Béton arme
R36-R37	25.10	70.44	69.18	4.09	2.99	68.04	65.09	2.39	4.470	1049	1200	5.530	4.91	1.16	0.98	0.66	669	2.80	Béton arme
R37-R38	19.82	69.18	67.29	2.99	3.00	65.09	64.30	3.30	4.470	1013	1200	5.510	5.12	1.15	0.94	0.66	611	2.46	Béton arme
R38-R39	20.20	67.29	62.62	3.00	2.87	64.30	60.62	5.33	4.470	953	1200	5.550	5.94	1.18	0.88	0.58	535	4.58	Béton arme
R39-R40	19.89	62.62	61.14	2.87	2.00	60.62	59.14	4.88	4.470	953	1200	5.610	4.99	1.18	0.89	0.49	549	4.43	Béton arme
R40-R41	59.90	61.14	58.08	2.00	2.91	59.14	56.08	5.04	4.470	957	1200	5.610	5.77	1.19	0.89	0.49	544	4.52	Béton arme
R41-R42	39.99	58.08	58.90	2.91	2.80	56.08	56.00	4.00	4.470	953	1200	5.610	5.14	1.18	1.13	0.73	728	2.93	Béton arme

Tableau VI.3 : Nouveau dimensionnement de collecteur d'assainissement (Suite) :

Tronçon	Longueur (m)	Cote du terrain naturel (m)		Profondeur (m)		Cote du radier (m)		Pente% m/m	Q m ³ /s	D _{cal} mm	D _{nor} mm	Q _{ps} m ³ /s	Vps m/s	Rq	Rv	Rh	H mm	V _{min} m/s	Matériaux
		amont	aval	amont	aval	amont	aval												
R42-R43	44.91	58.90	56.65	2.80	2.85	56.00	53.85	8.17	4.470	1017	1200	5.360	5.14	1.19	0.95	0.75	747	2.93	Béton arme
R43-R44	60.18	56.65	54.23	2.85	2.80	53.85	52.60	7.47	4.470	947	1200	5.468	5.76	1.07	1.06	0.58	684	4.37	Béton arme
R44-R45	30.14	54.23	53.72	2.80	2.39	52.60	50.92	2.47	4.470	1009	1200	5.013	5.54	1.06	0.92	0.7	713	3.53	Béton arme
R45-R46	35.00	53.72	52.40	2.39	2.80	50.92	50.01	5.11	4.470	910	1200	5.342	4.08	1.09	1.10	0.66	663	3.44	Béton arme
R46-R47	51.91	52.40	50.20	2.80	2.80	50.01	47.40	0.70	4.470	1071	1200	5.015	2.36	1.02	1.12	0.69	840	1.30	Béton arme
R47-R48	69.90	50.20	47.10	2.80	2.74	47.40	44.30	4.78	4.470	921	1200	5.368	5.56	1.16	0.94	0.68	797	4.36	Béton arme
R48-R49	80.18	47.10	43.22	2.74	2.82	44.30	40.42	4.87	4.470	918	1200	5.342	5.86	1.15	0.94	0.69	795	4.42	Béton arme
R49-R50	39.92	43.22	41.22	2.82	2.88	40.42	38.42	2.60	4.470	1033	1200	5.015	5.56	1.08	0.93	0.69	783	3.69	Béton arme
R50-R51	40.01	41.22	39.52	2.88	2.80	38.42	36.72	5.02	4.470	913	1200	5.168	5.36	1.10	1.09	0.69	791	4.51	Béton arme
R51-R52	39.88	39.52	37.61	2.80	2.84	36.72	34.81	4.43	4.760	957	1200	5.342	5.55	1.14	1.10	0.69	720	4.12	Béton arme
R52-R53	40.10	37.61	36.16	2.84	2.80	34.81	33.33	4.83	4.760	942	1200	5.333	5.32	1.14	1.10	0.69	713	4.39	Béton arme
R53-R54	49.87	36.16	33.68	2.80	2.00	33.33	30.88	5.03	4.760	935	1200	5.312	5.56	1.15	1.12	0.67	706	4.52	Béton arme
R54-R55	60.02	33.68	29.78	2.00	2.19	30.88	27.78	4.24	4.760	965	1200	5.44	5.51	1.17	1.05	0.69	734	3.99	Béton arme
R55-R56	50.11	29.78	27.93	2.19	2.51	27.78	25.74	4.78	4.760	944	1200	5.454	5.34	1.18	1.12	0.68	714	4.36	Béton arme
R56-R57	45.11	27.93	26.45	2.51	2.30	25.74	23.94	3.70	4.760	990	1200	5.41	5.56	1.17	1.13	0.69	748	4.59	Béton arme
R57-R58	39.78	26.45	24.78	2.30	2.10	23.94	22.48	4.91	4.760	939	1200	5.42	5.79	1.17	1.12	0.67	710	4.44	Béton arme
R58-R59	60.22	24.78	22.26	2.10	2.03	22.48	20.16	5.16	4.760	930	1200	5.32	5.56	1.16	1.14	0.7	802	4.50	Béton arme
R59-R60	49.79	22.26	20.33	2.03	2.33	20.16	18.30	4.08	4.760	972	1200	5.31	5.51	1.166	0.94	0.70	834	3.87	Béton arme
R60-R61	50.12	20.33	18.85	2.33	2.15	18.30	16.52	4.00	4.760	976	1200	5.28	5.56	1.17	0.96	0.70	841	3.81	Béton arme
R61-DVO	30.09	18.85	17.98	2.15	2.00	16.52	15.87	3.67	4.760	992	1200	5.23	5.52	1.17	0.96	0.71	849	3.57	Béton arme
DVO-R62	50.39	17.98	16.69	2.00	2.15	15.87	14.69	2.36	0.395	618	800	0.512	3.22	0.82	1.12	0.49	310	1.77	Béton arme

Tableau VI.4 : Nouveau dimensionnement de collecteur d'assainissement (Suite) :

Tronçon	Longueur (m)	Cote du terrain naturel (m)		Profondeur (m)		Cote du radier (m)		Pente% m/m	Q m ³ /s	D _{cal} mm	D _{nor} mm	Q _{ps} m ³ /s	V _{ps} m/s	R _q	R _v	R _h	H mm	V _{min} m/s	Matériaux
		amont	aval	amont	aval	amont	aval												
R62-R63	29.08	16.69	16.06	2.15	2.00	14.69	14.06	2.15	0.395	625	800	0.489	3.08	0.86	1.12	0.41	321	1.69	Béton arme
R63-R64	38.00	16.06	15.50	2.00	2.07	14.06	13.50	1.47	0.395	656	800	0.537	2.73	0.78	1.11	0.47	333	1.50	Béton arme
R64-R65	30.95	15.50	15.39	2.07	2.11	13.50	13.39	0.34	0.395	602	800	0.515	1.55	0.81	1.11	0.59	446	0.85	Béton arme
R65-R66	41.26	15.39	15.27	2.11	2.45	13.39	13.27	0.31	0.395	611	800	0.495	1.49	0.85	1.12	0.71	459	0.82	Béton arme
R66-R67	40.54	15.27	15.42	2.45	2.36	13.27	13.06	0.50	0.395	659	800	0.629	1.90	0.67	1.07	0.60	389	1.04	Béton arme
R67-R68	15.78	15.42	15.51	2.36	2.53	13.06	12.97	0.57	0.395	645	800	0.672	2.03	0.62	1.05	0.57	372	1.11	Béton arme
R68-R69	34.73	15.51	15.45	2.53	2.62	12.97	12.83	0.42	0.395	678	800	0.576	1.73	0.73	1.09	0.63	413	0.95	Béton arme
R69-R70	37.98	15.45	15.43	2.62	2.78	12.83	12.65	0.48	0.395	664	800	0.613	1.85	0.69	1.08	0.61	395	1.02	Béton arme
R70-R71	19.74	15.43	15.29	2.78	2.96	12.65	12.33	1.63	0.675	651	800	1.134	3.42	0.64	1.06	0.58	380	1.88	Béton arme
R71-R72	36.60	15.29	14.95	2.96	2.99	12.33	11.96	1.00	0.675	604	800	0.888	2.68	0.82	1.12	0.69	449	1.47	Béton arme
R72-R73	76.68	14.95	14.85	2.99	2.94	11.96	11.86	0.13	0.675	816	800	1.011	1.29	0.72	1.09	0.63	630	0.71	Béton arme
R73-R74	9.88	14.85	14.76	2.94	2.90	11.86	11.77	0.93	0.675	611	800	2.710	3.45	0.27	0.85	0.35	355	1.90	Béton arme
R74-R75	20.57	14.76	14.43	2.90	2.99	11.77	11.44	1.61	0.675	552	800	3.559	4.53	0.21	0.79	0.31	307	2.49	Béton arme
R75-R76	34.30	14.43	14.16	2.99	2.90	11.44	11.26	0.52	0.675	683	800	2.015	2.57	0.36	0.92	0.42	416	1.41	Béton arme
R76-R77	51.58	14.16	14.14	2.90	2.99	11.26	11.15	0.21	0.675	810	800	1.279	1.63	0.57	1.03	0.54	542	0.90	Béton arme
R77-Rexist	78.92	14.14	13.30	2.99	2.92	11.15	10.50	0.83	0.675	625	800	2.557	3.26	0.29	0.86	0.37	366	1.79	Béton arme

Avec :

Q : débit total (m^3/s).

Q_{ps} : débit à pleine section (m^3/s).

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

D_{cal} : diamètre calculé (mm).

D_{nor} : diamètre normalisé (mm).

R_q : rapport des débits.

R_h : rapport des hauteurs.

R_v : rapport des vitesses.

H : hauteur de remplissage (mm).

V : vitesse de l'écoulement (m/s).

Remarque :

Pour les calculs de paramètres hydrauliques : on prend le diamètre intérieur des conduites en Béton armé tenant compte l'épaisseur de conduites (annexe N 3)

VI.5 Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons abordé le coté hydraulique à savoir le dimensionnement du collecteur d'évacuation d'eaux usées et pluviales pour la galerie (K) et (B), nous avons suivi une méthode de calcul déjà expliquée au préalable. Donc l'addition des débits d'eaux pluviales et usées dans une conduite ; ainsi la pente du tronçon qui nous a permis de procéder un dimensionnement après un calcul précis. On remarque que les diamètres des tronçons sont compris entre 800 et 1200 mm.

CHAPITRE -VII- ELEMENTS CONSTITUTIFS DU RESEAU D'ASSAINISSEMENT

VII.1 Introduction :

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

- Une évacuation correcte et rapide sans stagnation des eaux de pluie.
- Le transport des eaux usées susceptibles de provoquer une pénétration, (odeur) dans les conditions d'hygiène favorables.

Les ouvrages en matière d'assainissement comprennent :

1- Des ouvrages principaux qui correspondent au développement de l'ensemble du réseau jusqu'à l'entrée des effluents dans la station d'épuration.

2- Des ouvrages annexes qui constituent toutes les constructions et les installations ayant pour but de permettre l'exploitation rationnelle et correcte du réseau (bouche d'égout, regards, déversoirs d'orage... etc.)

VII.2 Ouvrages principaux :

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. Ils comprennent :

- Les tuyaux cylindriques préfabriqués en usine, qui sont distingués par leurs diamètres intérieurs (diamètre nominal en mm).
- Les tuyaux ovoïdes préfabriqués qui sont distingués par leurs hauteurs intérieures (nominale exprimée en cm).
- Les ouvrages visitables de profils particuliers.

L'utilisation des conduites circulaires est réservée aux faibles sections. La forme circulaire est simple à fabriquer. Elle peut être utilisée pour les grandes sections avec certains inconvénients :

- Largeur importante de la tranchée.
- Vitesse d'écoulement faible pour des tirants d'eau faibles. D'où surgit la difficulté du curage et de l'entretien.

Pour pallier au problème d'auto curage, le profil circulaire est remplacé par la forme ovoïde, quand cela est possible. Les diamètres des conduites circulaires équivalents aux conduites ovoïdes de hauteur H sont donnés dans le tableau VI.1 :

Tableau VII.1 : diamètres des conduites circulaires équivalents aux hauteurs des conduites ovoïdes :

H (cm)	D (mm)
100	800
130	1000
150	1200
180	1400
200	1500

VII.2.1 Canalisations :

Elles se présentent sous plusieurs formes cylindriques préfabriquées en usine. Elles sont désignées par leurs diamètres intérieurs, dites diamètres nominaux exprimés en millimètre, ou ovoïdes préfabriqués désignés par leur hauteur exprimée en centimètre et, des ouvrages visitables. Il existe plusieurs types de conduites qui sont différentes suivant leur matériau et leur destination :

A. 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 2,50m. Ces types de tuyaux ont une rupture brutale, 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.

B. 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

Les conduites type BONNA comportent en plus des armatures, une âme en tôle pour assurer l'étanchéité et augmenter la résistance de la conduite

La longueur utile ne doit pas être supérieure à 2m.

C. Tuyaux en fibre ciment :

Le terme pluraliste de « fibre ciment » tend à remplacer l'ancien terme « amiante ciment ». L'amiante ciment est un minéral d'origine métamorphique, la plus utilisée est un silicate de magnésie hydraté ; le ciment utilisé est un ciment portland. La norme prescrit ; outre l'essai à l'écrasement et l'essai d'étanchéité ; l'essai par pression hydraulique interne de 1 bar durant 30 minutes.

La longueur utile des tuyaux varie, selon le diamètre de 2m à 5m ; les tolérances s'étendent de (+5) mm à (-20) mm.

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 500mm pour des longueurs variant de 4 à 5m ; les joints sont exclusivement du type préformé.

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

Les canalisations en PVC, utilisées depuis plus de 50 ans, occupent une place Prépondérante dans le milieu du bâtiment et des travaux publics.

E. Conduites en grès artificiels :

Le grès servant à la fabrication des tuyaux est obtenu à parties égales d'argile et de sable argileux cuits entre 1200°C à 1300°C. Le matériau obtenu est très imperméable. Il est inattaquable par les agents chimiques, sauf l'acide fluorhydrique. L'utilisation de ce type de canalisation est recommandée dans les zones industrielles.

F. Conduites en PEHD ondulé :

Polyéthylène haute densité (PEHD) a une excellente stabilité chimique, antiviellissement et résistance au stress environnemental performances de craquage. Les matières premières pour la production de PEHD à double paroi tube ondulé appartient au tube flexible.

Sa structure ondulée extérieure, augmentant considérablement la rigidité de la bague de tuyau, ainsi la résistance de la charge de la conduite du sol.

G. Conduites en matières plastique :

On distingue

- Les conduites en matières thermodurcissables.
- Les conduites en matières thermoplastiques. Elles présentent les caractéristiques suivantes :
 - Résistance aux chocs.
 - Résistance au gel.
 - Résistance à la corrosion chimique.
 - Adaptation à la déformation.
 - Facilité de pose et de transport.

VII.2.2 Choix du type de canalisations :

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.

Dans la présente étude ; les conduites de diamètres qui varie de 800mm jusqu'à 1200 mm on utilise le béton A-135

VII.2.2.1 Propriétés mécaniques et physiques :

- Résistance à l'abrasion.
- Résistance aux charges extérieures.
- Résistance et réaction au feu.
- Tenue à la pression.
- Étanchéité.

VII.2.2.2 Propriétés chimiques :

- Résistance à la corrosion et aux divers agents atmosphériques,
- Inertie chimique vis-à-vis du fluide transporté,
- Résistance à l'H₂S (hydrogène sulfuré) et aux traitements chlorés. .

VII.2.2.3 Qualités économiques :

- Pérennité : durée de vie supérieure à 50 ans.
- Compétitivité : facilité de mise en œuvre, simplicité d'entretien.

VII.2.3 Les Joints :

Les joints de traversée de paroi permettent de garantir l'étanchéité des ouvrages lors de leurs traversées par des canalisations. Ils sont destinés aux canalisations souples ou rigides.

VII.2.3.1 Les joints des conduites en béton armé :

Le choix judicieux des assemblages est lié à la qualité du joint. Il 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 de joints à utiliser :

A. Joint type Rocla :

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

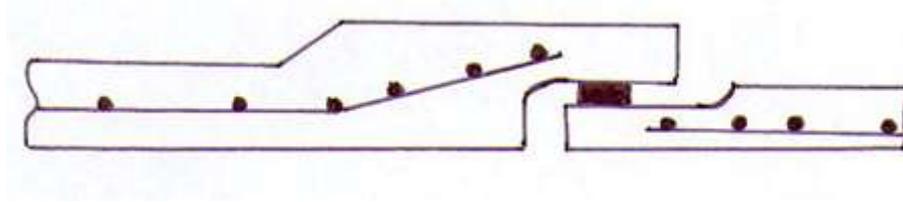


Figure VII.1: joint rocla.

B. Joint à Collet :

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

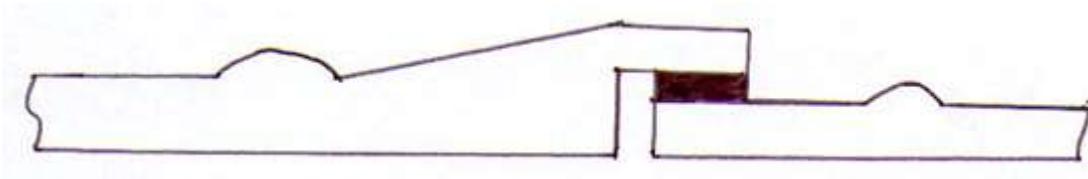


Figure VII.2 : Joint à Collet.

C. 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.

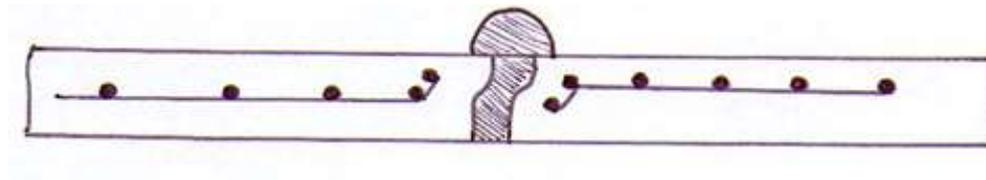


Figure VII.3 : Joint à demi-emboîtement.

VII.2.4 Différentes actions supportées par la conduite :

Les canalisations sont exposées à des actions extérieures et intérieures ; pour cela, elles doivent être sélectionnées pour lutter contre ces actions qui sont :

A. Les 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.

B. Les actions chimiques :

Nous nous intéressons surtout aux réactions à l'intérieur de la conduite. Une baisse du pH favorise le développement des bactéries acidophiles qui peuvent à leur tour favoriser la formation de l'acide sulfurique (H_2S) corrosif et néfaste pour les conduites.

VII.2.5 Protection des conduites en béton armé :

Les bétons utilisés pour la fabrication des tuyaux et des 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 :

- Les temps de rétention des eaux usées dans les canalisations doivent être réduits au maximum.

- L'élimination des dépôts doit s'opérer régulièrement, car ces derniers 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.
- La mise en place de mortier de ciment alumineux.
- L'utilisation de fluosilicates de zinc ou de magnésium (fluatation).
- La mise en œuvre d'une solution chaude de silicate de sodium (silicatisations).
- Emploi de fluorure de silicium (coarctation).
- La fixation de plaques préfabriquées en matière plastique.
- Le revêtement en caoutchouc chloré.

VII.3 Ouvrages annexes :

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

Les ouvrages annexes comprennent :

- Les ouvrages normaux.
- Les ouvrages spéciaux.

VII.3.1 Les ouvrages normaux :

Les ouvrages normaux sont les ouvrages courants. On les trouve aussi bien en amont ou le long des réseaux. Ils assurent généralement la fonction de recette des effluents ou d'accès au réseau.

VII.3.1.1 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 du réseau.
- Des canalisations de branchement qui sont de préférence raccordées sous un angle de 45° ou 60° par rapport à l'axe général du réseau public.
- Les dispositifs de raccordement de la canalisation de branchement qui sont liés à la nature et aux dimensions du réseau public.



Figure VII.4 : Exemple d'un branchement simple de 50m.

VII.3.1.2 Les bouches d'égout :

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

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

VII.3.1.3 Les Regards :

Les regards sont en fait des fenêtres par les quelles le personnel d'entretien pénètre pour assurer 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 :

- Regard simple : pour raccordement des collecteurs de mêmes diamètres ou de diamètres différents.
- Regard latéral : en cas d'encombrement du V.R.D ou collecteurs de diamètre important.

- -Regard double : pour système séparatif
- Regard toboggan : en cas d'exhaussement de remous
- Regard de chute : en cas de forte pente :
 - La distance entre deux regards est variable :
 - 35 à 50m en terrain accidenté ;
 - 50 à 80m 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.
- Regard de visite : Ces regards sont destinés à l'entretien courant et le curage régulier des canalisations tout en assurant une bonne ventilation de ces dernières ; l'intervalle d'espacement est de 35 à 80m.

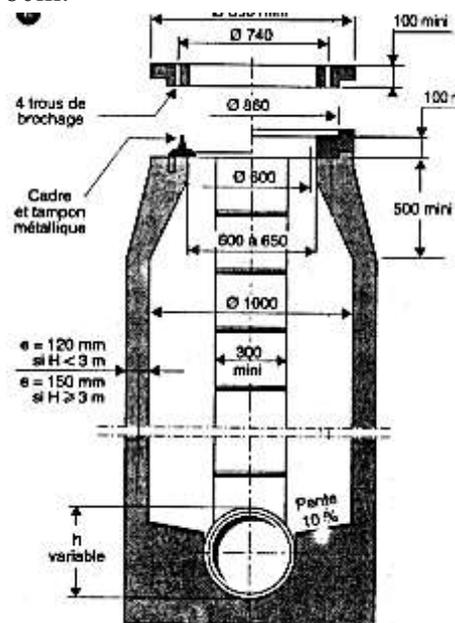


Figure VII.5: Regard de visite à section circulaire de 1m de diamètre.

Remarque :

Pour notre zone d'étude on va utiliser des regards de visite simples avec un espacement qui facilite au période d'entretien les opérations de nettoyages comme le montre la figure VII.6

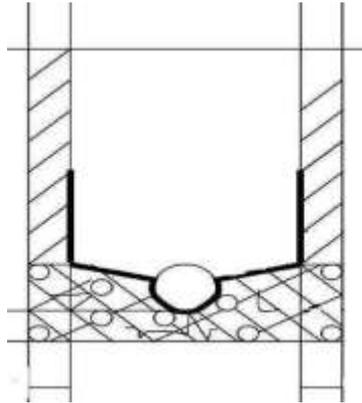


Figure VII.6: Exemple d'un regard simple.

- Regard de ventilation : La présence d'air dans les égouts est 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 appropriés.
 - Les tuyaux de chute qui doivent être prolongés jusqu'à l'air libre.
 - Les cheminées placées sur l'axe de la canalisation.

- Regard de jonction : Ils servent à unir deux collecteurs de même ou de différentes Sections ; ils sont construits de telle manière à avoir :
 - Une bonne aération des collecteurs en jonction (regard).
 - Les dénivelées entre les radiers des collecteurs.
 - Une absence de reflux d'eau par temps sec.
 - Les niveaux d'eau des conduites doivent être à la même hauteur.

VII.3.2 Les ouvrages spéciaux (Le déversoirs d'orage) :

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

Les déversoirs sont appelés à jouer un rôle essentiel notamment dans la conception des réseaux en système unitaire. Donc c'est un ouvrage de contrôle permettant une régulation hydraulique des effluents en réseau d'assainissement.

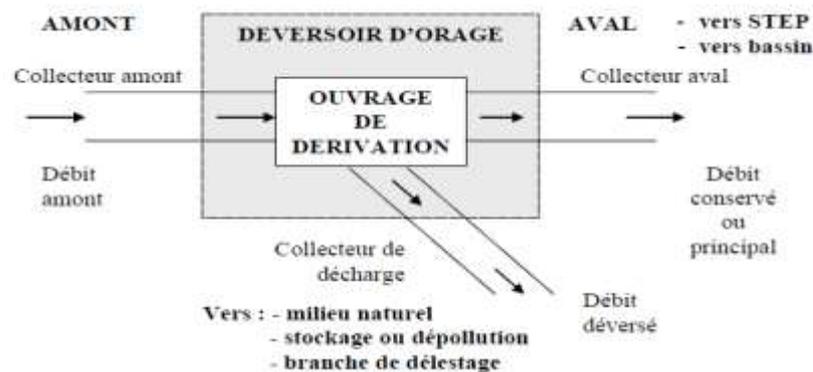


Figure VII.7: Schéma de principe du déversoir d'orage.

Les déversoirs les plus utilisés, selon la topographie du terrain du site sont :

- Déversoirs à seuil latéral.
- Déversoirs à seuil frontal.
- Déversoirs siphoniques.
- Déversoirs avec ouverture du radier.
- Déversoirs automatiques.

Dans notre cas, tenant en compte des conditions locales des lieux, en particulier ceux de la topographie du terrain, la morphologie de l'émissaire, et d'autres conditions liées à la conception, nous avons opté pour le type frontal, vu les avantages qu'il présente que ce soit dans la conception de l'ouvrage lui-même, ou lors de la phase de réalisation.

Selon la forme du seuil déversant, la configuration et mode de fonctionnement de l'ouvrage, on distingue deux types de déversoir frontal.

Un déversoir d'orage doit donc assurer quatre fonctions principales :

- laisser transiter le débit des eaux usées de temps sec sans surverses et sans trop faire chuter la vitesse de l'écoulement afin de limiter la décantation des matières en suspension présentes dans l'effluent.
- Laisser transiter les eaux usées et celles de petites pluies sans surverses jusqu'au débit de référence, c'est à dire le débit maximal admis à l'aval.
- déverser le débit excédentaire de pluie (au-delà du débit de référence) sans mise en charge et décantation dans la conduite amont et sans surcharge excessive de débit dans le réseau à l'aval.
- Empêcher l'entrée d'eau en provenance du milieu naturel.

Dans tous les cas, le Déversoir d'Orage (DO) est constitué d'un ouvrage de dérivation recevant les eaux d'un collecteur amont, les renvoyant au collecteur aval et dirigeant le « trop plein » vers un collecteur de décharge. Les déversements peuvent se faire vers des bassins d'orage ou de dépollution. Mais ils se font le plus souvent directement vers le milieu naturel (cours d'eau et plans d'eau).

Remarque :

Dans notre étude nous avons prévu un déversoir d'orage de type frontal.

VII.3.2.1 Dimensionnement de déversoir d'orage :

On remarque que dans le dernier tronçon de l'intercepteur on a atteint des diamètres importants et que la pente devient plus faible de ce qui engendre un tirant d'eau plus élevés ce qui conduit à des diamètres important, donc on va éliminer une partie du débit en plaçant un déversoir d'orage.

Les données de base sont les suivantes :

- Diamètre d'entrée : $D_e = 1200$ mm
- Débit total à l'entrée : $Q_t = 4,76$ m³/s
- Débit à pleine section : $Q_{ps} = 5.23$ m³/s
- Hauteur d'eau à l'entrée : $H_e = 849$ mm
- Débit de pointe allant vers la station :

$$Q_{step} = 3 Q_{point\ usée} = 0.395 \text{ m}^3/\text{s}$$

- **Calcul du coefficient de retardement :**

Le coefficient de retardement a pour but la diminution des débits pluviaux, cette diminution peut être prise en considération dans le dimensionnement des déversoirs d'orage.

$$Z = 1 - \frac{t_c}{100} \quad (\text{VII.1})$$

Détermination du temps de concentration :

On a utilisé la formule suivante pour le calcul

$$t_1 = \frac{1}{60 \cdot v}$$

Avec :

L (m) : la longueur de collecteur

V (m/s) : la moyen égale à la somme des vitesse de chaque tronçon sur le nombre des tronçons .

Et $t_2 = 2$ min à 20 min (on suppose que $t_2 = 10$ min)

Avec $t_c = t_1 + t_2$

$$t_1 = \frac{2630}{60 \cdot 7.74} = 5.66 \text{ min}$$

$T_c = 15,66$ min

Le coefficient de retardement égal à $Z = 0.84$

- Calcul du débit pluvial corrigé :

$$Q_{critiq} = Z \cdot Q_t = 0.84 \cdot 4.76 = 4 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_{rejeté} = Q_{déversé} = Q_t - Q_{step} = 3.6 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$R_{Q_{step}} = \frac{Q_{step}}{Q_{ps}} = \frac{0.395}{5.43} = 0.075 \text{ à partir de l'abaque N}^\circ 2 \text{ (voire les annexes)} \Rightarrow R_h = 0.12$$

$$R_h = \frac{H_{\text{step}}}{D_e} \Rightarrow H_{\text{step}} = 144 \text{ mm}$$

- **La hauteur de la lame déversant :**

On doit calculer la hauteur de la lame d'eau déversant par la formule suivante :

$$H_{\text{dév}} = H_{\text{critiq}} - H_{\text{step}} = 705 \text{ mm}$$

- **La longueur du seuil déversant :**

On applique la formule de BAZIN

$$Q_{\text{dév}} = \mu L \sqrt{2g} (H_{\text{dév}})^{3/2} \quad (\text{VII.2})$$

Avec :

μ : coefficient de contraction de la lame déversant qui tient compte de l'écoulement ($\mu=0,6$) pour un déversoir de type frontal

L : La longueur du déversoir (longueur de la lame déversant) exprimée en mètres

g : La pesanteur : $g = 9,81 \text{ m/s}^2$

$H_{\text{dév}}$: La hauteur de charge en m au-dessus du seuil du déversoir

Donc :

$$L = \frac{Q_{\text{dév}}}{0,6 (2 * g)^{0,5} (H_{\text{dév}})^{1,5}} \quad (\text{VII.3})$$

$$L = \frac{3,6}{0,6 (2 * 9,81)^{0,5} (0,705)^{1,5}} = 2m$$

On prend : $L = 2 \text{ m}$

VII.4 Conclusion :

Pour une exploitation rationnelle de notre réseau d'assainissement, il est nécessaire de faire un bon choix des conduites qui le constituent et ceci selon la forme et le matériau par lequel elles sont construites.

D'autre part pour faciliter les opérations de curage et assurer une meilleure sécurité à notre réseau. On a procédé à l'implantation et au dimensionnement des divers éléments constitutifs du réseau d'égouts à savoir :

- déversoir d'orage de type frontal.

-Les regards.

CHAPITRE – VIII - ORGANISATION DU CHANTIER ET SECURITE DU TRAVAIL

VIII.1 Introduction :

Après la phase d'étude on passe à la réalisation du projet, ce dernier est dans la majorité des cas confié à un entrepreneur spécialisé, le financement étant assuré par le maître d'ouvrage.

L'organisation de chantier 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 chantier et avant le commencement de la réalisation. Pour cela il faut toujours commencer par une étude théorique et ensuite la partie pratique. Dans la première on détermine le temps de réalisation avec précision, le matériel à utiliser, la main d'œuvre nécessaire et les matériaux de construction nécessaires. Dans la deuxième partie on passe à l'exécution des travaux sur terrain est on assure la sécurité du travail.

VIII.2 Organisation du chantier :

VIII.2.1 Exécution des travaux :

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

- Manutention et stockage des conduites.
- Décapage de la couche de terre végétale.
- Exécution des tranchées et des fouilles pour les regards.
- Aménagement du lit de pose.
- Emplacement des jalons des piquets.
- La mise en place des canalisations en tranchée.
- Assemblage des tuyaux.
- Faire les essais d'étanchéité pour les conduites et les joints.
- Remblaiement des tranchées.
- Construction des regards en béton armé.

VIII.2.1.1 Manutention et stockage des conduites :

- Chargement et transport :

Le chargement des véhicules doit être effectué de façon à ce qu'aucune détérioration ou déformation des tubes et des accessoires ne se produise pendant le transport. Il faut éviter :

- Les manutentions brutales, les flèches importantes, les ballants.
- Tout contact des tubes et des raccords avec des pièces métalliques saillantes. les tubes avec emboîture doivent être alternés. les emboîtures doivent dépasser la pile.

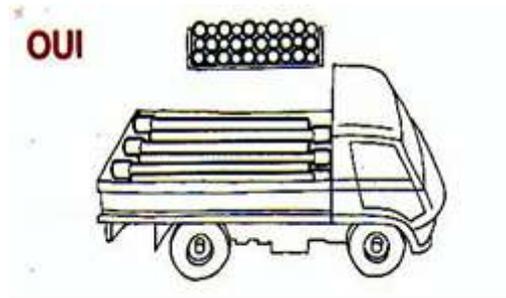


Figure VIII.1 : Chargement des canalisations

➤ Déchargement :

Le déchargement brutal des tubes et des raccords sur le sol est à proscrire

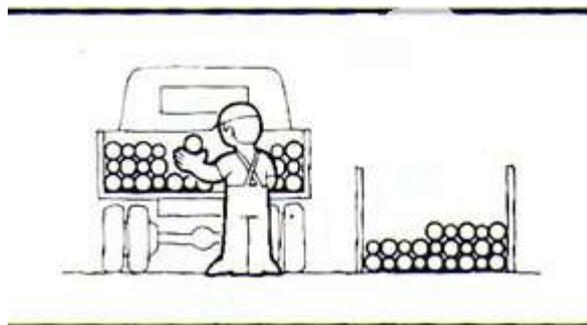


Figure VIII.2 : Déchargement des canalisations

➤ Stockage :

- L'aire destinée à recevoir les tubes et les raccords doit être nivelée et plane.
- L'empilement doit se faire en alternant les emboîtures et en laissant celles-ci dépasser la pile.
- La hauteur de gerbage doit être limitée à 1.50m.
- Les tubes et les accessoires doivent être stockés à l'abri du soleil. (la décoloration du tube n'affecte en rien ses caractéristiques mécaniques).
- Les accessoires ne doivent être déballés qu'au moment de leur utilisation.
- Eviter le contact avec l'huile les solvants et autres substances chimiques.

- Le stockage des tubes doit assurer leur protection mécanique et contre la chaleur.

VIII.2.1.2 Décapage de la couche de terre végétale :

L'opération se fait par un dozer sur une couche de 10 cm, le volume (V) de terre décapé est :

$$V = bHL \text{ m}^3 \quad (\text{VIII.1})$$

H : Epaisseur de la couche végétale.

b : Largeur de la couche végétale.

L : Longueur totale de tranché

VIII.2.1.3 Exécution des tranchées et des fouilles pour les regards :

➤ Largeur du tranché :

La largeur de la tranchée, doit être au moins égale au diamètre extérieur de la conduite avec des sur largeurs entre (0.3-0.5) m de part et d'autre.

La largeur de tranchée est donnée par la formule :

$$B = D + (2 \times C) \quad (\text{VIII.2})$$

B : largeur de la tranchée en (m).

D : diamètre de la conduite en (m).

C : largeur entre conduite et parois de tranché.

➤ Profondeur du tranché :

La profondeur est donnée par la formule suivante :

$$H = e + D + h \quad (\text{VIII.3})$$

Avec :

H : profondeur de la tranchée en (m).

e : épaisseur de lit de sable en (m), e = 10 cm.

D : diamètre de la conduite en (m).

h : la hauteur du remblai au-dessus de la conduite en (m).

VIII.2.1.4 Aménagement du lit de pose :

Les conduites seront posées sur un lit de pose de sable d'épaisseur égale au moins à 10 cm. Ce dernier sera bien nivelé suivant les côtes du profil en long.

Le lit de pose doit être constitué de sable contenant au moins 12% de particules inférieures à 0,1mm.

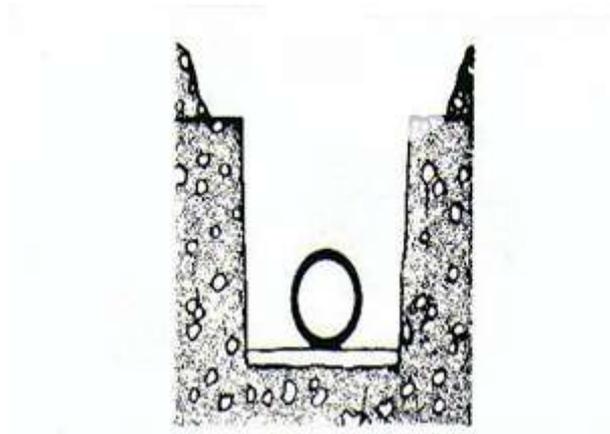


Figure VIII.3 : lit de pose

Le volume du sable est calculé par la formule suivante :

$$V_s = L. B. e \quad (\text{VIII.4})$$

Avec :

V_s = volume du sable en (m³).

L : Longueur de la tranchée en (m).

B : Largeur de la tranchée en (m).

e : épaisseur du sable, e = 10 cm.

VIII.2.1.5 Emplacement des jalons des piquets :

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

VIII.2.1.6 Pose canalisations dans la tranchée :

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.

VIII.2.1.7 Mise en place des conduites

La mise en place des conduites se fait par des engins appropriés « pipelayers».

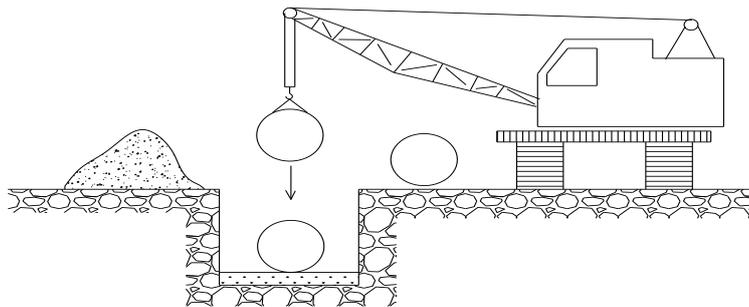


Figure VIII.4 : le pipelayers

Une photo qui représente la pose de la canalisation sur terrain :



Figure VIII.5 : Pose de la canalisation

VIII.2.1.8 Réalisation des regards :

Les regards sont généralement de forme carrée ; leurs dimensions varient en fonction des collecteurs, La profondeur et l'épaisseur varient d'un regard à un autre, La réalisation de ces regards s'effectue sur place avec le béton armé, On peut avoir des regards préfabriqués.

Les tampons doivent comporter un orifice, ayant pour but de faciliter leur levage ainsi que l'aération de l'égout.

Les différentes étapes d'exécution d'un regard sont les suivantes :

- Réglage du fond du regard.
- Exécution de la couche du béton de propreté.
- 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.

VIII.2.1.9 Remblaiement et compactage des tranchées :

Après avoir effectué la pose des canalisations dans les tranchées, un remblayage de qualité est nécessaire sur une certaine hauteur au-dessus de la génératrice supérieure pour assurer, d'une part la transmission régulière des charges agissant sur la canalisation et, d'autre part, sa protection contre tout dégât lors de l'exécution du remblai supérieur.

Le matériau utilisé est similaire à celui mis en œuvre pour le remblayage latéral. L'exécution d'un remblayage de qualité doit être effectuée sur une hauteur minimale de 10 cm au-dessus de la génératrice supérieure.

VIII.2.1.10 Choix des engins :

Le choix des engins est très important dans la réalisation des travaux, chaque opération à un engin qui lui convient :

- Pour le décapage de la couche de la terre végétale :

Utilisation des niveleuses : La niveleuse en plus de son travail de terrassement et de finition ces emplois sont multiples :

- Débroussaillage en terrain léger ne comportant pas des gros arbustes ou de grosses pierres.
- Décapage des terrains végétaux sur une faible épaisseur.
- Creusement ou Curage des fossés en inclinant la lame sur le côté, les terres extraites par la lame remontent le long de celle-ci et viennent se déposer en cavalier sur le bord du fossé.



Figure VIII.6 : Niveleuse automotrice

- Pour l'excavation des tranchées :

On utilise une pelle équipée en rétro

Les pelles sont des engins de terrassement qui conviennent à tous les types de terrains. Ce sont des engins dont le rôle est l'exécution des déblais et leur chargement. Ils sont de type à fonctionnement discontinu, c'est à dire que le cycle de travail comprend les temps suivants :

- Temps de fouille.
- Temps de transport.
- Temps de déchargement.
- Temps de remise en position de déblais.

Ces engins sont très répandus et utilisés à grande échelle grâce à leur bon rendement et à la qualité du travail qu'ils peuvent fournir.



Figure VIII.7 : Pelle équipée en rétro

- Pour le remblaiement des tranchées :

Pour les grands travaux de ce type, l'engin qui convient c'est le chargeur.

Les chargeurs : ce sont des tracteurs sur lesquels on monte à l'avant deux bras articulés, actionnés par des vérins et porte un godet.

Si les travaux ne sont pas très importants, on utilise le chargeur



Figure VIII.8 : Chargeur

- Pour le compactage :

L'engin qui convient à cette opération c'est le rouleau lisse, il comprend :

- Un châssis.
- Des roues larges (cylindres) avec une couche d'usure d'acier au manganèse.
- Les organes de manœuvre.



Figure VIII.9 : Compacteur

VIII.2.2 Devis quantitatif et estimatif :

Afin d'avoir une idée sur le coût de réalisation de notre projet, il faut passer par le calcul du devis quantitatif et estimatif.

Ce calcul consiste à déterminer les quantités de toutes les opérations effectuées sur le terrain pour la réalisation du projet, ensuite les multiplier par le prix unitaire correspondant.

Les différentes tâches effectuées par ordre chronologique sont :

- Les travaux de décapage de la couche de terre végétale.
- L'exécution des tranchées.
- La fourniture et la pose du lit de sable.
- La fourniture et la pose des buses en béton ou en béton armé.
- La construction des regards et des déversoirs d'orage en béton armé.
- Les Travaux de remblaiement de la tranchée.
- Le transport des sols excédentaires.

VIII.2.2.1 Détermination des différents volumes :

➤ Volume de la couche de terre végétale :

$$V_{cv} = H_v . L . B \quad (\text{VIII.5})$$

- V_{cv} : Volume de la couche de terre végétale en (m^3).
- H_v : Profondeur la couche de terre végétale (on prend $H_v = 0,1$ m).
- L : Longueur totale de la tranchée en (m).
- B : Largeur de la couche de terre végétale en (m).

- Volume des déblais des tranchées :

$$V_{ded} = B.L.H \quad (\text{VIII.6})$$

- V_d : Volume des déblais des tranchées en (m³).
- B : Largeur de la couche du tronçon en (m).
- L : Longueur totale de la tranchée en (m).
- H : Profondeur de la tranchée en (m).

- Volume du lit du sable :

$$V_{ls} = e.L.B \quad (\text{VIII.7})$$

- V_{ls} : Volume du lit du sable en (m³).
- e : Epaisseur de la couche de sable en (m).
- B : Largeur de la couche du tronçon en (m).
- L : Longueur totale de la tranchée en (m).

- Volume occupé par les conduites :

$$V_{condt} = L.\pi.D^2/4 \quad (\text{VIII.8})$$

- V_{cdt} : Volume occupé par les conduites en (m³).
- L : Longueur totale de la tranchée en (m).
- D : Diamètre de la conduite en (m).

- Volume du remblai :

$$V_r = V_{deb} - [V_{condt} + V_{cv} + V_{ls}] \quad (\text{VIII.9})$$

- V_r : Volume du remblai en (m³)

- Volume excédentaire :

$$V_{excé} = V_f - V_{remb} \quad (\text{VIII.10})$$

- V_{exc} : Volume du sol excédentaire en (m³).
- V_f : Volume du sol foisonné en (m³).

Tel que $V_f = V_{deb} \cdot K_f$

- K_f : Coefficient de foisonnement dépend de la nature de sol pour notre cas on a :
 $K_f = 1,5$.

VIII.2.2.2 Le devis quantitatif et estimatif de projet :

Tableau VIII.1 : Devis estimatif de projets.

N°	Désignation des travaux	U	Quantité	Prix unitaire DA	Montant
A	Travaux de terrassement				
1	Décapage de la terre végétale	m ³	775	120.00	93000.00
2	Déblai de tranché	m ³	12600	200.00	2520000.00
3	Pose de lit de sable	m ³	550	1000.00	550000.00
4	Remblai de tranché	m ³	8952	200.00	1790400.00
5	Evacuation du déblai excédentaire	m ³	10690	300.00	3207000.00
B	canalisation				
	Fourniture, transport et pose de canalisation				
	Canalisation en Béton armé classe 135A				
1	Ø 800 mm	ML	647	8000.00	5176000.00
2	Ø 1000 mm	ML	400	10000.00	4000000.00
3	Ø 1200 mm	ML	2053	12000.00	24636000.00
C	construction				
1	Volume de béton pour construction des regards	m ³	85	52000	4420000.00
2	Exécution de déversoir d'orage	U	01	500000.00	500000.00
3	Construction ouvrage de rejet	U	01	200000.00	200000.00
	THT				47092400.00
	TVA 19%				8947556.00
	TTC				56039956.00

Arrête le présent devis estimatif a la somme de : Cinquante-six millions trente-neuf mille neuf cent cinquante-six dinars, pour le délai de réalisation de 2 ans.

VIII.3 Sécurité de travail :

L'objectif de la protection est de diminuer la fréquence et la gravité des accidents dans le chantier. Il existe pour cela un certain nombre de dispositifs, de consignes et de règlement à suivre.

Lorsqu'on évoque les accidents du travail, on a souvent plus ou moins tendance à penser qu'une seule cause serait à l'origine de la situation. S'agissant de l'accident de travail, on peut l'attribuer soit à la machine, soit à l'homme. Dans l'autre cas, on tente de faire ressortir la part de l'homme et la part de la machine. Ainsi les préoccupations concernant les risques professionnels, ne doivent pas être séparées de l'analyse du travail et les conditions dans lesquelles le travailleur est amené à exécuter son travail. L'analyse des causes d'accident n'a intérêt que si elle met celle-ci en relation avec le travail des opérateurs et on prend place dans

un diagnostic général de la situation de travail et de ses effets sur la charge de travail, les risques pour la santé et la sécurité.

Alors pour garantir la sécurité et la santé des travailleurs, il faut que les employeurs comme les salariés collaborent et participent à des programmes de santé et de sécurité, touchant à la médecine du travail, à l'hygiène industrielle, à la toxicologie, à la formation, à la sécurité des machines, à l'ergonomie, à la psychologie, etc.

VIII.3.1 Les cause des accidents :

Tout accident survenu du fait du travail ou à l'occasion du travail et ayant entraîné des lésions mortelles ou non mortelles, par exemple une chute de hauteur ou le contact avec une machine en marche selon le Code de la Sécurité sociale, « est considéré comme accident du travail , quelle qu'en soit la cause, l'accident survenu par le fait ou à l'occasion du travail à toute personne salariée ou travaillant à quelque titre ou en quelque lieu que ce soit, pour un ou plusieurs employeurs ou chefs d'entreprise ».

Les causes sont la somme des différents éléments classés en deux catégories :

Facteur matériel et facteur humain

L'accident est d'origine matérielle proviennent soit :

- De la profession en général et du poste de travail en particulier.
- De la nature de la forme des matériaux mis en œuvre.
- Des outils et machines utilisés, implantation, entretien.
- De l'exécution du travail, difficultés particulières.
- Du lieu de travail, éclairage, conditions climatiques.
- Des conditions d'hygiène et de sécurité, ventilation, protection etc....

Par opposition aux conditions dangereuses techniquement et pratiquement décevables, les actions dangereuses dans le travail sont imputables au facteur humain et nécessitant parfois l'intervention de psychologues avertis.

Certaines actions dangereuses sont des réactions psychiques difficilement prévisibles, car chaque être humain est un cas particulier qui réagit différemment, selon les circonstances.

VIII.3.2 Les actions et conditions dangereuses :

- Intervenir sans précaution sur les machines en mouvement.
- Ex : Graisser un engin en marche.
- Imprudence durant les opérations de stockage et manutention.

Ex : Passer sous une charge suspendue (lors de la pose des tubes) dans la tranchée.

- Intervenir sans précaution sur des installations sous tension, sous pression.

Ex : ramasser un outil à proximité d'un conducteur sous tension (dans une station de pompage).

- Ne pas utiliser l'équipement de protection individuelle.

Ex : ne pas porter un masque et une paire de gants lors du soudage des conduites ;

- Adopter une position peu sûre.

Ex : transport du personnel sur la plate-forme d'un camion chargé de gros matériel.

- Suivre un rythme de travail inadapté.

Ex : cadence de travail trop rapide.

- Outillage, engin, équipement en mauvais état.

Ex : échelle dont les barreaux cassés ont été remplacés par des planches clouées.

- Défaut dans la conception, dans la construction.

Ex : installation électrique en fil souple.

- Eclairage défectueux.

Ex : éclairage individuel du poste de travail sans éclairage (travaux sur chantier).

- Conditions climatiques défavorables.

VIII.3.3 Organisation de La prévention des accidents du travail :

L'INPRP fournit des prestations de service à tout Organisme privé ou public, l'Institut est administré par un conseil d'administration dirigé par un directeur général et il est doté d'un conseil scientifique.

Parmi les principales fonctions du service de protection :

- Etudes, participation au comité d'hygiène et de sécurité.
- Exécution, mesures légales d'hygiène et de sécurité (code de travail, réalisations pratiques des suggestions et des études).
- Les mesures de prévention collective sont la suite logique de l'étude de sécurité. Les mesures de prévention collectives peuvent être classées en deux catégories distinctes
- Respect de la réglementation, la législation, les contrôles techniques.
- Les moyens techniques (protection des éléments de machines et mécanismes en mouvement).

Devant les dangers constatés dans l'exercice de certaines professions ou dans l'emploi de nouveaux produits, la législation a de plus en plus tendance à compléter la prévention collective par des moyens de protection individuelle.

La protection des membres supérieurs est assurée par le port de gants, moufles, maniques, épaulières, doigtiers ;

- Protection des membres inférieurs.
- Protection des yeux.
- Protection du tronc.
- Protection de la tête.
- Protection des voies respiratoires.

L'équipement de protection est nécessaire lorsque les risques auxquels est exposé le personnel n'ont pu être éliminés ou supprimés à la source.

Cet équipement doit remplir les conditions suivantes :

- Correspondre au danger considéré.
- Etre pratique et confortable.
- Etre solide.

VIII.4 Conclusion :

D'après ce chapitre on peut conclure que :

L'organisation de chantier est nécessaire avant le commencement des travaux, car l'étude estimative des volumes des travaux, nous permet d'établir une estimation du coût total du projet. D'autre part, définie aussi tous les engins que l'on peut utiliser dans le chantier.

Les bonnes conditions du travail et la sécurité sur chantier joue un rôle capital dans le bon déroulement des travaux et la protection des ouvriers pour une bonne exécution des travaux de réalisation du projet.

CONCLUSION GENERALE

Dans cette étude nous avons soulevé les dysfonctionnements que connaît le système d'assainissement de la ville de KOLEA, que ce soit structurel (dégradation de certains ouvrages, mauvaise conception, défauts de réalisation) ou fonctionnelles (incapacité Hydraulique de certains ouvrages ou sous dimensionnement). Les principaux résultats de cette Etude d'Exécution se présentent comme suit :

- Le Dimensionnement Hydraulique du Collecteur de raccordement Projeté (Collecteur Principal rive Droite de Oued Koléa) a donné des diamètres variables entre Ø 800 et Ø 1200 mm, en fonction de la pente accordée pour chaque tronçon ainsi que le débit correspondant. Les diamètres prévus pour le collecteur de raccordement projeté sont repartis comme suit :
 - La partie entre le regard projeté R1 et le R9 est en Ø 1000mm en béton armé, avec une pente moyenne de l'ordre de 2,39% et un débit total de 3,22 m³/s.
 - La partie entre le regard R9 et le déversoir d'orage DVO, est en Ø 1200mm en béton armé de longueur de 2530 ML, avec une pente moyenne de l'ordre de 3,68 % et un débit total de 4,76 m³/s.
 - La partie entre le déversoir d'orage projeté DVO et le regard R70, est en Ø 800mm en béton armé avec une pente moyenne de 0,30% à 0,57%, et un débit total de 0.395 m³/s.
 - Le dernier tronçon est celle de la partie entre le regard R70 et regard existant de la Galerie (1,40x1,00)m, est en Ø 800mm en béton armé , avec une pente moyenne de 1% . Le débit total c'est le même débit écoulé 0.675 m³/s.
- Les vitesses d'écoulement correspondantes aux débits minimaux sont supérieures à la valeur minimale recommandée par la norme en vigueur pour les écoulements en assainissement (0,3 m/s pour 1/100 Qmoy ussé / 0,6 m /s pour 1/10 Qmoy ussé). Ces vitesses sont comprises entre la valeur de 0,7 et 4,9 m/s, alors l'écoulement se fera conformément aux prescriptions en vigueur pour les réseaux d'assainissement. Alors l'autocurage du collecteur projeté est largement vérifié.
- La Simulation Hydraulique du fonctionnement de déversoir d'orage projeté a donné des hauteurs de seuil de 0,160 m et L =2,26 m.

➤ La traversé d'Oued Koléa sera prévue au moyen d'un ouvrage de protection. Cet ouvrage sera équipé de deux têtes d'ouvrage amont et aval (R74et R75) et une conduite de liaison Ø800 en béton armé d'une pente de 0.02%. Et pour des raisons d'exploitation et afin d'éviter tous types d'obstruction qui peuvent occasionnés au niveau de cet.

➤ En finalité de notre projet, nous avons établis des pièces dessinées comprenant : le plan de situation, tracés en plan du réseau et profils en long de tous les collecteurs projetés ainsi que leurs ouvrages associés, plans de détail des ouvrages spéciaux et un dévie quantitatif et estimatif des travaux nécessaires (métré détaillé et application de prix unitaires) afin d'affiner le chiffrage résultant du projet d'exécution, par un coût d'investissement de l'ordre de 56039956.00DA en TTC.

ANNEXE VII

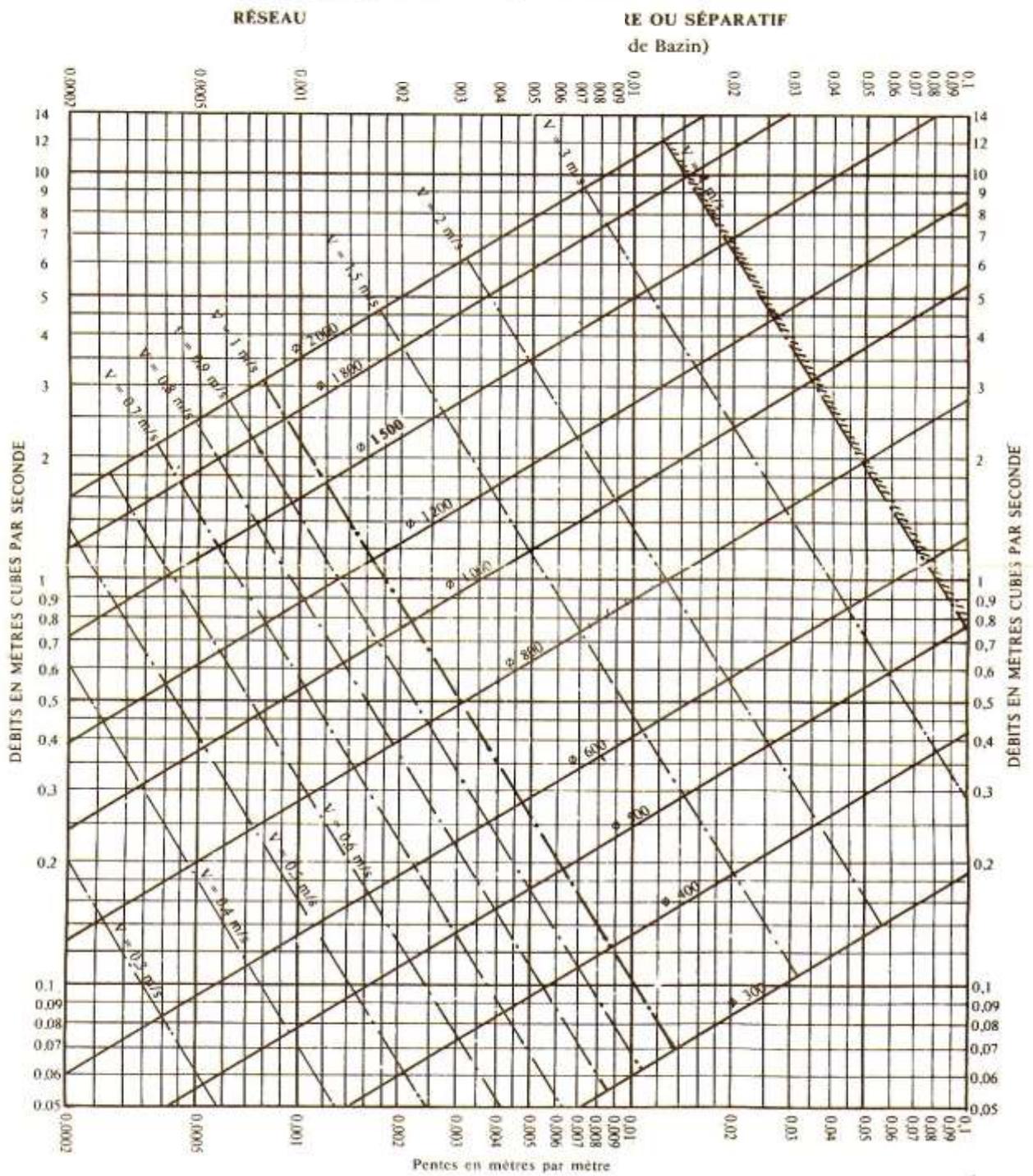
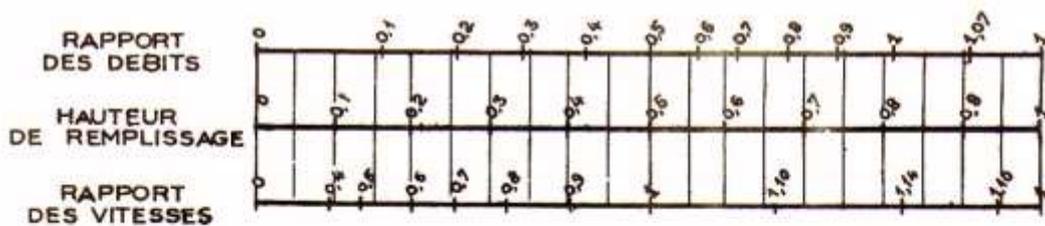


Figure 1 : Abaque de variation des diamètres et des vitesses en fonction de débit et de la pente (D'après la formule de Bazin).

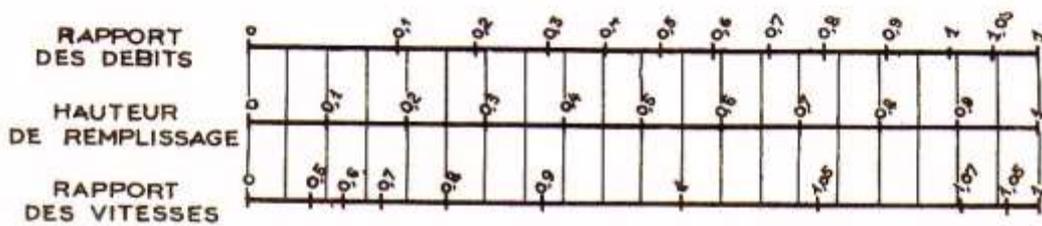
ANNEXE X

VARIATIONS DES DÉBITS ET DES VITESSES
EN FONCTION DE LA HAUTEUR DE REMPLISSAGE
(d'après la formule de Bazin)

a) Ouvrages circulaires



b) Ouvrages ovoïdes normalisés



Exemple - Pour un ouvrage circulaire rempli aux 3/10, le débit est les 2/10 du débit à pleine section et la vitesse de l'eau est les 78/100 de la vitesse correspondant au débit à pleine section

Figure 2 : Abaque de variation des débits et des vitesses en fonction de la hauteur de remplissage (D'après la formule de Bazin).

Annexe 3 :

Tuyaux en Béton Armé							
DIAMETRE		SERIE 60 A		SERIE 90 A		SERIE 135 A	
Nominal Dn	Intérieur (mm)	Epaisseur de paroi E (mm)	Charge de Rupture (kn/m)	Epaisseur de paroi E (mm)	Charge de Rupture (kn/m)	Epaisseur de paroi E (mm)	Charge de Rupture (kn/m)
300	300	37	38	37	38	37	41
400	400	43	38	43	38	45	54
500	500	50	40	50	45	53	68
600	600	56	43	58	54	62	81
700	700	62	46	66	63	70	95
800	800	68	49	74	72	80	108
900	900	74	54	82	81	90	122
1000	1000	80	60	90	90	100	135
1100	1100	86	66	97	99	110	147
1200	1200	92	72	105	108	120	162
1300	1300	98	78	112	117	130	174
1400	1400	105	84	120	126	140	189
1500	1500	113	90	128	135	148	203
1600	1600	118	96	135	144	155	216
1800	1800	130	108	150	162	170	243
2000	2000	140	120	160	180	180	270

Tableau 1 : Les diamètres intérieurs et les charges de rupture sous essai des tuyaux en béton armé.

REFERENCE BIBLIOGRAPHIQUE

- ❖ Guide technique de l'assainissement de **Mr SALAH.B.**
- ❖ **TOUAIBIA, B.**, « Manuel pratique d'hydrologie » 2004.
- ❖ **SALAH. B.**, « polycopis d'assainissement », école nationale supérieure de l'hydraulique, BLIDA.
- ❖ **SALAH.B.** Cours d'assainissement, 5^{ème} année, ENSH2018.
- ❖ **KAHLERRAS.D.** Cours d'assainissement, 4^{ème} année, ENSH2017.
- ❖ **KAHLERRAS.D.** Cours organisation de chantier, 4^{ème} année, ENSH2017.
- ❖ **KAHLERRAS.D.** Cours Sécurité de travail, 5^{ème} année, ENSH2018.
- ❖ **Mémoires de fin d'étude :**
 1. **DJEBROUN. R.**, Mémoire de fin d'études d'assainissement, Diagnostic de réseau d'assainissement de l'agglomération EL-BORG dans la commune Meftah Wilaya Blida .ENSH 2017.
 2. **BEDDIAR. A.**, Diagnostic et conception du réseau d'assainissement de la ville de Baghai (W.KHENCHELA). ENSH 2011.
 3. **BOURAI. S.**, Mémoire de fin d'études d'assainissement, Diagnostic du réseau d'assainissement de la ville de FOUKA (W.TIPAZA) ENSH 2005.
 4. **TALBI.A.** Mémoire de fin d'étude d'assainissement, Etude d'évacuation des eaux usées de la ville de CHERCHELL (W. TIPAZA) vers la station d'épuration, ENSH 2013.
 5. **BELHOCINE .A .** Mémoire de fin d'étude d'assainissement, Diagnostic du réseau d'assainissement de la ville de Cherchell (W.Tipaza).
 6. **GHAMMIT.M.** Mémoire de fin d'étude d'assainissement, Diagnostic du réseau d'assainissement de la ville de Bou-Ismail(W.Tipaza).