

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

En vue de l'obtention du diplôme d'Ingénieur d'Etat en Hydraulique

Option: Conception des Systèmes d'Assainissement

THEME

**ETUDE DU SCHEMA DIRECTEUR D'ASSAINISSEMENT DE LA VILLE DE GOURAYA
(WILAYA TIPZA)**

PRESENTE PAR :

M^{elle} BOUYAHIAOUI Imane

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
A.AMMARI	M. C.B	Président
S.BELABES	M .A.A	Examineur
A.MERABTI	Doctorant	Examineur
A.BOUFEKANE	M.A.A	Examineur
D.KAHLERRAS	M.C.B	Promoteur

Septembre 2015

DEDICACE

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

- ✚ Mes très chers parents Cherifa et Rachid, qui ont crus en moi et pour tous les sacrifices et le soutien moral qu'ils m'ont apportés durant mes études ;
- ✚ Mon frère "Imed" le plus cher au monde qui a toujours été là, pour me soutenir et m'encourager ;
- ✚ Mes deux sœurs les plus adorables au monde "Lemya et Nedjma",
- ✚ En un mot, à toute ma famille et mes amis qui ont contribué de près ou de loin à ma formation.
- ✚ Mes amis qui m'ont toujours soutenu : B.meriem « minouchka » Nour el houda « douidi », khouloud « kouki », Liliya « lilo », Zineb « ameur », «Imane », Amoula , Nounou , Hadjer , Saby , Latifa , R.meriem « mary », Assia ,anis , Ouahab , Rabie , Yacine ou tahiya Meriem.
- ✚ A mon ange gardien « the great Imed Eddine »
- ✚ Mes chères tantes 'Mina, Daouya, Fatema, Nouara, Moufida'
- ✚ A ma tante safo et ces deux belles princesses « Sarah et Amel »; que dieu les bénisse.
- ✚ A tous mes cousins et cousines, surtout « fahima »

Remerciements

Au terme de cette modeste étude, je tiens à exprimer ma profonde gratitude et mes vifs remerciements à Mr KAHLERRAS Djilali (mon promoteur) pour avoir contribué à l'élaboration de cette présente thèse et à ma formation durant l'année de spécialité.

Je remercie également tous mes professeurs qui ont contribué à ma formation, le personnel de la bibliothèque et toute la famille de l'E.N.S.H.

Aussi, je me permets d'exprimer tout mon respect aux membres de jury qui me feront l'honneur d'apprécier notre travail

:

مدينة قوراية المتواجدة بولاية تيبازة تطورا ملحوظا في عدد السكان ما أدى إلى زيادة كبيرة في كمية مياه الصرف و بالنظر إلى وضعية شبكة صرف المياه الحالية ارتأينا ضرورة تدعيم هذه الشبكة لتبقى صالحة على المدى الطويل ولحماية البيئة و الصحة الفردية.
في هذا السياق يندرج مشروعنا هذا، الذي يهدف إلى إيجاد الطرق و التقنيات المثلى لتصريف مياه الصرف الصدى ياه الأمطار إلى محطة المعالجة المبرمج انجازها و ذلك .

Résumé:

La ville de Gouraya connaît un développement de population considerable, ce qui engendre une augmentation de la quantité des rejets. D'après l'état actuel du réseau nous proposons le renforcement de ce dernier pour pallier aux différents problèmes posés actuellement et réaliser la protection de l'environnement et la santé individuelle.

Dans ce cadre, notre projet a pour but de trouver les méthodes et les techniques parfaites pour l'évacuation des eaux usées et une partie des eaux pluviales jusqu'à la station d'épuration projetée et cela s'étant sur toute la surface du bassin d'étude.

Abstract:

The city of Gouraya knows an important development characterised by the increase of the population which causes a significant increase in wastewater volumes.

We proceed to the reinforcement of the network to enable it to transport the increasing discharges, protect the environment and individual health. In this context, our work has as a principal goal to find better ways to evacuate all wastewater and a part of runoff discharges to the projected purification station.

SOMMAIRE

Chapitre I : Problématique et présentation de la zone d'étude

Introduction.....	3
1. Problématique	3
2. But de l'étude	3
3. Présentation de l'aire d'étude.....	4
3.1 Situation géographique.....	4
3.2 Données naturelles du site	5
3.3 Situation climatique	5
3.4 Géologie.....	8
3.5 Sismicité	8
4. Evolution de la population.....	9
4.1 Croissance démographique	9
4.2 Perspectives démographiques	9
4.3 Etude démographique.....	9
5. Situation hydraulique	10
5.1 Réseau d'alimentation en eau potable.....	10
5.2 Réseau d'assainissement.....	11
Conclusion.....	12

Chapitre II : Description du système d'évacuation et état des lieux

Introduction.....	13
Description du réseau d'assainissement existant de la ville de Gouraya	13
Etat actuel du réseau d'assainissement existant	20
1. Qualité des rejets.....	20
2. Interprétation des résultants de l'analyse.....	22
A) Paramètres physico- chimiques :	22
DBO5 et DCO :	22
Les matières en suspension :.....	22
L'azote ammoniacal brut NH ₄ :	22
Conclusion.....	22

Chapitre III : Etude hydrologique

Introduction.....	24
1. Analyse des données.....	24
2. Les caractéristiques empiriques.....	26
3. Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Gumbel.....	26
Calcul de l'intervalle de confiance.....	30
4. Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Galton.....	30
La droite de Galton.....	31
Calcul de l'intervalle de confiance.....	32
5. Test d'adéquation du χ^2	33
6. Pluie de courte durée.....	33
Conclusion.....	36

Chapitre IV : Calcul de base

Introduction.....	37
1. Délimitation des sous bassin.....	37
2. Estimation de la population.....	37
2.1. Perspective démographique.....	37
2.2. Estimation de la population future de la ville de Gouraya.....	38
3. Évaluation du coefficient de ruissellement.....	39
Coefficient de ruissellement en fonction de la densité de population.....	40
Coefficient de ruissellement en fonction de la catégorie d'urbanisation.....	40
Coefficient de ruissellement en fonction de la zone d'influence.....	41
Conclusion.....	42

Chapitre V: Evaluation des débits d'eau usées et pluviales

I. Introduction.....	44
1. Nature des eaux usées à évacuer.....	44
a) Les eaux usées d'origine domestique.....	44
b) Les eaux des services publics.....	44
c) Les eaux usées industrielles.....	44
2. Evaluation des débits d'eaux usées du bassin de Gouraya.....	44

2.1. Estimations du débit d'eau usée domestique	44
Evaluation du débit moyen journalier	44
Evaluation du débit de pointe	45
1. Evaluation des débits pluviaux du bassin de Gouraya	46
2.2 Méthode rationnelle	47
Le coefficient de correction (Γ)	47
A) Validité de la méthode rationnelle	47
B) Critique de la méthode rationnelle	48
C) Les Hypothèses de la méthode rationnelle	48
2.3 Méthode superficielle	48
A) Validité de la méthode superficielle	50
B) Hypothèse de calcul du modèle de CAQUOT	50
A. Choix de la méthode de calcul	50
B. Calcul des débits pluviaux.....	50
Application de la méthode rationnelle.....	50
2. Calcul du débit total déversé pour chaque point de rejets.....	51
Conclusion	52

Chapitre VI: Etude de variante

Introduction.....	53
1. Définition et élaboration des tracés des différents collecteurs	53
1.1. Critère du choix du tracé.....	53
1.1 Calcul hydraulique (Méthode de calcul)	54
1.1.1 Cas gravitaire	54
1.1.2 Cas de refoulement (calcul du diamètre le plus économique) :	56
1.2. Proposition de variante.....	58
1.3.1. Description de variante une (01)	58
1.2.2. Description de variante Deux.....	64
1.2.3. Description de variante trois.....	67
1.1.3 Comparaison des variantes	69
Conclusion.....	69

Chapitre VII : Calcul hydraulique

Introduction.....	70
1. Dimensionnement des collecteurs et ouvrages projetés	70
1.1. Description du schéma d'aménagement de la ville de Gouraya	70
1.2. Conditions d'écoulement et de dimensionnement.....	72
1.3. Mode et procédé de calcul	72
1.4. Dimensionnement de la tranche N°01	75
1.4.1. Dimensionnement de collecteurs CP1	75
1.4.2. Déversoir d'orage.....	78
Dimensionnement du déversoir d'orage.....	78
Temps de concentration (t_c)	79
Calcul du débit critique (Q_{cr}).....	80
Calcul du débit déversé (Q_{dev}).....	80
1.4.3. Station de relevage SR1	82
Détermination de la charge calculée de la station de relevage	83
1.4.4. Choix de la pompe.....	87
1.4.5. Dimensionnement de collecteurs CP2.....	88
1.5. Dimensionnement de la tranche N°2	90
1.5.1. Déversoir d'orage DO2	90
Temps de concentration (t_c)	90
Calcul du débit critique (Q_{cr}).....	90
Calcul du débit déversé (Q_{dev}).....	91
1.5.2. Station de relevage SR2	93
1.5.3. Choix de la pompe.....	97
1.5.4. Déversoir d'orage DO3.....	99
Temps de concentration (t_c)	99
Calcul du débit critique (Q_{cr}).....	100
Calcul du débit déversé (Q_{dev}).....	100
1.5.5. Station de relevage SR3.....	102
1.5.6. Déversoir D'orage DO4	107
Temps de concentration (t_c)	107
Calcul du débit critique (Q_{cr})	108
Calcul du débit déversé (Q_{dev})	108

1.5.7.	Station de relevage SR4	110
1.5.8.	Choix de la pompe.....	114
1.5.9.	Dimensionnement de collecteurs CP3	115
2.	Récapitulatifs.....	116
2.1.	Collecteur	116
2.2.	Déversoirs d'orages	117
2.3.	Conduites de refoulements	117
2.4.	Stations de relevage.....	118
	Conclusion	118

Chapitre VIII : Organisation de chantier

	Introduction.....	119
1.	Emplacement des canalisations	119
2.	Exécution des travaux	119
3.	Manutention et stockage des conduites	120
3.1.	Chargement et transport	120
3.2.	Déchargement	120
3.3.	Stockage	120
3.4.	Décapage de la couche végétale.....	121
3.5.	Implantation des regards et des axes des tranchées.....	121
3.6.	Excavation des tranchées et des fouilles pour les regards	121
3.7.	Aménagement du lit de sable	121
3.8.	Mise en place des canalisations	121
3.9.	Assemblage des conduites.....	122
3.10.	Remblaiement et compactage des tranchées	122
3.11.	Réalisation des regards	122
4.	Planification des travaux	123
4.1.	Définition du réseau	123
a-	Réseau à flèches	123
b-	Réseau à nœuds	123
4.2.	Les étapes de la planification	123
a-	Collecte des informations	123
b-	Décomposition du projet.....	123

c- Relations entre les tâches.....	124
La charte de Gantt.....	131
Conclusion.....	134

Chapitre XI : Protection et sécurité du travail

Aucune entrée de table des matières n'a été trouvée.

LISTE DES TABLEAUX

Tableau I.1 Précipitations maximales journalières.....	6
Tableau I.2 Données climatiques (2013-2014)	6
Tableau I.3 la population de la ville de Gouraya	10
Tableau II.1 les linéaires des réseaux d'assainissement.....	19
Tableau II.2 rapport d'analyse des paramètres physico-chimique	21
Tableau III.1 identification de la station de Gouraya.....	25
Tableau III.2 Précipitations maximales journalières: station de Gouraya.....	25
Tableau III.3 calcul des caractéristiques de la série	26
Tableau III.4 Ajustement des précipitations maximales journalières à la loi de Gumbel	28
Tableau III.5 Ajustement des précipitations maximales journalières à la loi de Galton	31
Tableau III.6 Intensité pour une période de retour de 10 ans	35
Tableau IV.1 Population de chef lieu de Gouraya	38
Tableau IV.2 nombre d'habitant et superficie pour chaque point de rejet	38
Tableau IV.4 Population future de chaque sous bassin.....	39
Tableau IV.5 Coefficients de ruissellement en fonction de la densité de population	40
Tableau IV.6 Coefficients de ruissellement en fonction de la catégorie d'urbanisation	40
Tableau IV.7 Coefficients de ruissellement en fonction de la zone d'influence.....	41
Tableau IV.8 le coefficient de ruissellement pour chaque point de rejet	41
Tableau V.2 Débits des eaux pluviales pour une période de retour de 10 ans	51
Tableau V.3 calcul du débit total des sous bassin de Gouraya	52
Tableau VI.1 Variation journalière des tarifs de l'énergie.	58
Tableau VI.2 Calcul de la hauteur manométrique totale des stations de relevage projetées	61
Tableau VI.3 Les frais d'exploitation des stations de pompes projetées.....	61

Tableau VI.4 Les frais des conduites gravitaire	61
Tableau VI.5 frais des conduites de refoulement	62
Tableau VI.6 Calcul de la hauteur manométrique total des stations de relevage	65
Tableau VI.7 frais d'exploitation des stations de relevage projetées	65
Tableau VI.8 frais des conduites gravitaire	66
Tableau VI.9 : frais des conduites de refoulement.....	66
TableauVI.10 Comparaison économique des variantes (DA)	71
Tableau VII.1 Calcul et dimensionnement de collecteur CP1.	76
Tableau VII.2 Détermination de la charge calculée(H_{mt}) de la station de relevage SR1.84	
Tableau VII.3 Calcul de frais d'exploitation de la station de relevage SR1.	85
Tableau VII.4 Calcul des frais d'amortissement du tronçon SP1-collecteur CP2.	85
Tableau VII.5 Bilan des frais d'exploitation et d'investissement du tronçon SP1- collecteur CP2.....	86
Tableau VII.6 Dimensionnement de collecteurs CP2.....	89
Tableau VII.7 Détermination de la charge calculée(H_{mt}) de la station de relevage SR2.	95
Tableau VII.8 Calcul de frais d'exploitation de la station de relevage SR2.	95
Tableau VII.9 Calcul des frais d'amortissement du tronçon SR2-SR3.....	96
Tableau VII.10 Bilan des frais d'exploitation et d'investissement du tronçon SR2-SR3.96	
Tableau VII.11 Détermination de la charge calculée(H_{mt}) de la station de relevage SR3.	104
Tableau VII.12 Calcul de frais d'exploitation de la station de relevage SR3.	104
Tableau VII.13 Calcul des frais d'amortissement du tronçon SP3-CP03.....	105
Tableau VII.14 Bilan des frais d'exploitation et d'investissement du tronçonSP3- CP03.....	105
Tableau VII.15 Calcul de la Hauteur manométrique totalede la station de relevage SR1	111
Tableau VII.16 Calcul de frais d'exploitation de la station de relevage SR1.	112

Tableau VII.17 Calcul des frais d'amortissement du tronçon SP1.....	112
Tableau VII.18 Bilan des frais d'exploitation et d'investissement du tronçon SP1.....	113
Tableau VII.19 Dimensionnement de collecteurs gravitaire CP03.....	116
Tableau VIII.1 Détermination du délai de la réalisation (station de relevage)	127
Tableau VIII.2 Détermination du délai de la réalisation (conduite de refoulement).....	128

Liste des figures

Chapitre (I) : Présentation du site et étude topographique

Figure I.1: situation du site de la retenue.....	1
---	---

Chapitre (II) : Géologique et géotechnique du site

Figure II.1 Carte régionale de degré de sismicité	6
--	---

Figure II.2 Géologie de la région étude (Source : la Carte géologique de l'est de l'Algérie 2003).....	9
---	---

Chapitre (III) : Etude hydrologique

Figure III.1 limites hydrographiques du bassin versant.....	17
--	----

Figure III.2 Représentation du rectangle équivalent de Gravilius.....	19
--	----

Figure III.3 Surfaces hypsométriques du bassin versant.....	20
--	----

Figure III.4 Histogramme des surfaces hypsométriques du bassin versant.....	21
--	----

Figure III.5 Courbe hypsométrique du bassin versant.....	22
---	----

Figure III.6 Délimitation et réseaux hydrographiques du bassin versant.....	26
--	----

Figure III.7 Répartition mensuelle des précipitations.....	33
---	----

Figure III.8 Ajustement a la loi de GUMBEL.....	35
--	----

Figure III.9 Ajustement à la loi de GUMBEL.....	37
--	----

Figure III.10 : Présentation graphique des courbes intensités des courtes pluies.....	40
--	----

Figure III.11 : Présentation graphique des pluies de courte Durée.....	41
---	----

Figure III.12 : Répartition mensuelle de l'apport moyen annuel de fréquence	43
--	----

Figure III.13: Répartition mensuelle de l'apport moyen annuel de fréquence 80%	47
---	----

Figure III.14 : Hydrogramme des crues fréquentielles.....	53
--	----

Figure III.15 : Hydrogramme de crue de projet.....	55
---	----

Figure III.16 : courbe capacité-hauteur.....	57
---	----

Figure III.17 : courbe Surface-hauteur.....	57
Figure III.18 : laminage de la crue de projet par la méthode de Kotchirine $H=f(Q,q)$	67
Figure III.19 : laminage de la crue de projet par la méthode de Kotchirine $V=f(Q,q)$	68

Chapitre (IV) : Etude des variantes

Figure IV.1 digue en terre homogène en terre homogène (source : techniques des barrages en aménagement rural).....	81
Figure IV.2 Digue en terre zoné à noyau central (source : techniques des barrages en aménagement rural).....	82
Figure IV.3 Digue en enrochement a masque amont (source : techniques des barrages en aménagement rural).....	82

Chapitre (V) : Etude de la variante choisie

FigureV.1 schéma de la ligne de saturation dans le cas d'un drain vertical (source : techniques des barrages en aménagement rural).....	106
--	-----

Chapitre (VI) : ouvrages annexes

Figure VI.1 Dimensions du déversoir.....	122
Figure VI.2 : Profil du déversoir et du cours d'eau.....	123
Figure VI.3 Profil de la ligne d'eau dans le coursier de l'évacuateur de crue.....	127
Figure VI.4 Résultats de calcul en utilisant le logiciel canal21.....	127

Chapitre (VII) : Organisation de chantier

Figure VII.1: Réseau à nœuds.....	147
--	-----

INTRODUCTION GENERALE

L'assainissement est un art ancien dont ses vertiges se retrouvent déjà dans les ruines de Babylone et de la Grèce antique.

L'homme ne s'est préoccupé, de prime abord que de l'évacuation des eaux météoriques, souillées bien souvent des éjections drainées à la surface des voies publiques et des cours des habitations. Ce n'est qu'à la fin de la 1^{ère} moitié du 19^{ème} siècle que l'assainissement est devenu une science qui consiste à évacuer par voie hydraulique le plus rapidement possible et sans stagnation, les déchets provenant d'une agglomération humaine ou plus généralement d'un centre d'activité économique.

Cette jeune science évolue rapidement. La croissance démographique et le très vigoureux essor économique des pays développés conduisent à des besoins en eau en progression exponentielle qui se traduit par un accroissement permanent de volume des rejets polluants dont l'abondance et la diversité des produits nocifs qu'ils charrient, neutralisent une fraction de plus en plus importante de la masse limitée de la ressource globale en eau. L'assainissement se transforme de ce fait, en un moyen de préservation de la ressource.

Dans les pays du tiers monde, la prise en conscience de la nécessité de l'entretien des égouts dans une agglomération est aperçue tardivement, contrairement à l'eau potable, où les usagers de l'eau admettent l'idée de payer « le service » de l'eau au concessionnaire, en fonction de sa valeur, son abondance ou sa rareté. Pour l'eau usée, le citoyen ne se préoccupe pas, dès lors qu'il est raccordé au réseau public et que son eau est évacuée, même si les conditions de cette évacuation sont souvent déplorables.

Les problèmes de pollution, de rejets des eaux usées, des décharges contrôlées, le nettoyage des rues, l'état sanitaire de la cité, la maintenance des

équipements à caractère collectif, ne sont pas revendiqués en tant que besoin du citoyen au même titre que les autres corps de service : eau potable, téléphone, électricité et gaz.

Aujourd'hui, chacun s'accorde pour fixer deux priorités à l'assainissement dans les villes, à savoir:

- Collecter et évacuer les eaux usées et pluviales en évitant les risques d'inondation.
- Assurer leur rejet dans le milieu récepteur après un traitement compatible avec les exigences de la santé publique et de l'environnement.

Ces deux objectifs nécessitent une gestion efficace des systèmes de collecte et de traitement pour leur maintien en bon état, y compris l'évacuation sans danger des différents déchets qu'ils génèrent (produit de curage, matière de vidange, refus de dégrillage, graisse, sable, boues,...).

Dans notre mémoire de fin d'étude, notre objectif est d'intercepter tous les rejets d'eaux usées et pluviales de la ville de Gouraya qui se déversent dans la mer par une projection d'un collecteur principal qui va prendre en charge tous les points de rejets existants et les transférer vers la station d'épuration projetée afin de protéger le littoral du chef lieu de la commune de Gouraya.

Problématique et présentation de la zone d'étude

Introduction

L'identification du lieu du site est une phase importante dans tous projets d'étude pour une gestion efficace et durable. Cette identification passe par une connaissance du site à travers certains paramètres quantitatifs et qualitatifs, entre autre :

- Relief ;
- Topographie ;
- Evaluation de la population ;
- Réseau existant et son fonctionnement.

1. Problématique

Gouraya est une région côtière ; qui présente dans certaines zones un fort relief et dans d'autres zones un adoucissement des pentes.

Et vu la grande importance de la ville, et afin d'améliorer le cadre de vie des citoyens, un aménagement est dressé par un schéma directeur car les rejets des eaux usées de la ville de Gouraya sont déversés directement vers la mer.

Les grands objectifs de schéma directeur sont les suivants :

- Prévoir des ouvrages avec une capacité suffisante qui puisse faire face aux futurs débits de crues.
- Aboutir à un taux de raccordement maximal de la population vers les STEP projetée afin d'atteindre un pourcentage de 100% dans un proche horizon.
- Transférer les débits de temps sec et des petites pluies vers les STEP, donc de supprimer tous les rejets d'eaux usées non traitées dans les différents milieux naturels de la ville.
- Protection du littoral du Gouraya contre la pollution.

2. But de l'étude

Notre étude a pour objet la collecte de tous les rejets d'assainissement de la ville de Gouraya qui se déversent dans la mer par un collecteur principal et les transférer vers la

3.2 Données naturelles du site

➤ Topographie et relief

L'air d'étude se situe à la limite de littoral qui présente dans certaines zones un fort relief et dans d'autres zones un adoucissement des pentes; d'où la topographie du terrain offre des contrepenes importantes.

Dans le centre de la ville, les côtes du terrain sont de 8-90m, la bande littorale à les côtes 20-10m essentiellement.

3.3 Situation climatique

➤ Climat

La ville de Gouraya est bénéficie d'un climat méditerranéen, caractérisé par une saison pluvieuse allant de Septembre à Mai avec un maximum de pluviométrie aux mois d'octobre, novembre, décembre et janvier, et une saison sèche et ensoleillée.

Pour l'estimation des précipitations la station pluviométrique de Gouraya (02 0315) a été prise comme référence.

➤ Précipitations

Le régime pluviométrique est représenté par une double irrégularité annuelle et interannuelle. Les précipitations les plus importantes s'étalent sur trois mois (Octobre, Novembre, décembre).

Pour notre cas, l'étude est basée sur les données enregistrées au niveau de la station pluviométrique de Gouraya qui se localise dans les environs immédiats de la région d'étude, son identification est présentée dans le tableau I.1.

Tableau I.1 identification de la station de Gouraya.

Station	code	X (km)	Y (km)	Z (m)	Nombre d'observations	Période d'observassions
Gouraya	020315	429,3	363,8	34	37	1970/71 à 2006/07

Source : ANRH (Blida)

Le graphique ci-dessous représente la répartition des pluies maximales journalières pour chaque année

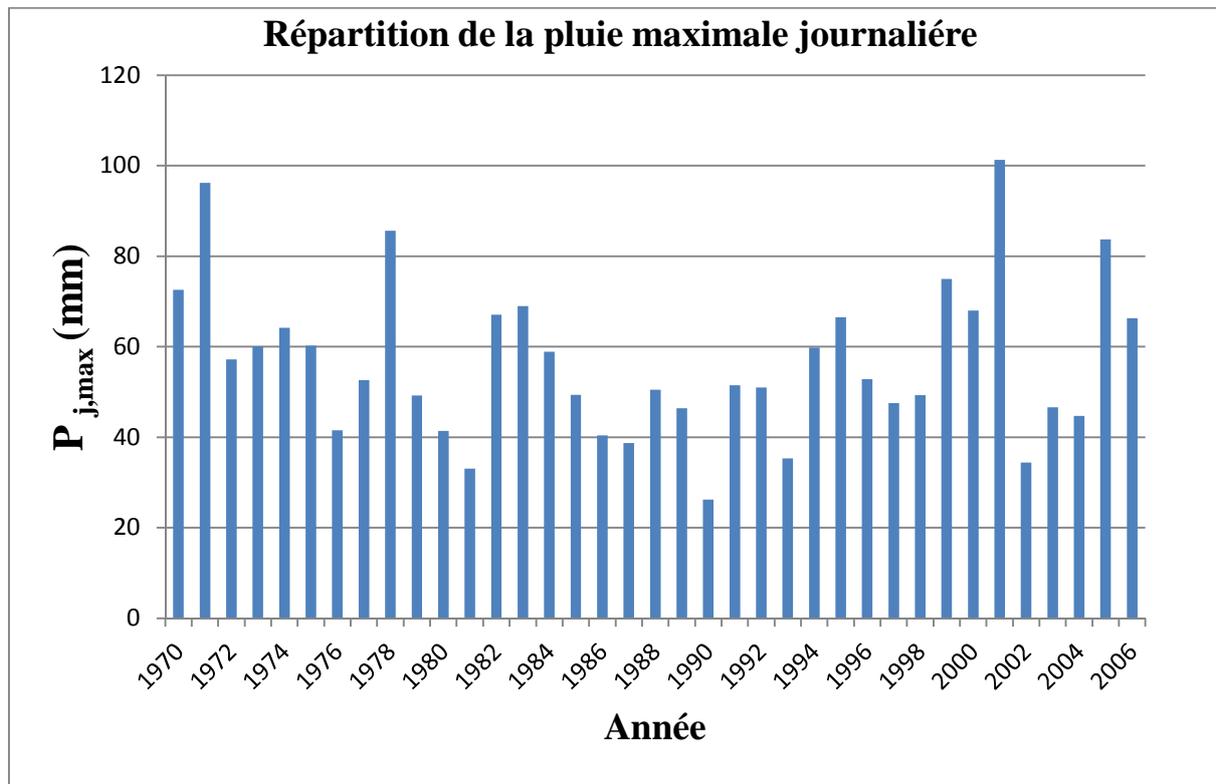


Figure I.2 répartition de la pluie maximale journalière

➤ Températures

La température est très douce, l'amplitude diurne n'excède jamais 10°C. Les moyennes mensuelles de la température varient de 11°C à 27°C en août

Le tableau **I.2** illustre les températures.

➤ Vents

Les vents dominants sont de forces moyennes à faible et surtout d'origine marine.

Tableau I.2 Données climatiques

Mois	sept	oct	nov	dec	jan	fév	mars	avr	mai	juin	juil	août
T_{moy}	24.5	23.3	14.1	11.5	13.4	22.3	13.7	17.9	18.4	22.5	26.6	27.3
T_{min}	17.0	13.0	5.0	2.0	6.0	5.0	6.0	9.0	8.0	13.0	18.0	18.0
T_{max}	35.0	39.0	28.0	20.0	22.0	26.0	22.0	28.0	28.0	33.0	43.0	38.0
Pv (mm)	16.0	45.0	195.1	67.2	46.6	49.7	158.0	6.2	39.0	54.0	0.0	7.3
Evap (mm)	107.0	87.5	46.4	36.3	44.0	56.0	80.5	113.0	141.0	176.0	249.0	186.0
Humidité rel max %	95.0	96.0	92.0	90.0	88.0	92.0	89.0	95.0	99.0	95.0	97.0	94.0
Humidité rel min	23.0	0.0	18.0	30.0	23.0	15.0	20.0	0.4	15.0	15.0	4.0	5.0
vent (km/h)	2.5	2.0	1.7	4.4	1.9	1.5	1.8	1.1	1.2	1.8	2.4	2.2

Source : ANRH(Blida)

3.4 Géologie

La reconnaissance géologique du site nous permettra de prendre les dispositions indispensables à la réalisation des tranchées, ainsi que le choix des engins de terrassement à utiliser.

Le périmètre de l'étude est couvert de formations alluviales, représentées par des sols argilo-limoneux et sablo-graveleux d'âge quaternaire,

Donc nous pouvons conclure les deux choses suivantes:

a- Il y'a présomption de coulées de crues boueuses,

b- Le bon sol (pour la confection des ouvrages) sera à rechercher par endroits à des profondeurs appréciables et les talus –s'il y'a lieu- seront à stabiliser avec un engazonnement.

3.5 Sismicité

La ville de Gouraya se trouve dans la zone territoriale où l'activité sismique n'est pas négligeable, car elle se situe au dessus de la faille tectonique qui sépare le continent

Africain du continent Européen. Donc les études de génie civil doivent prendre en considération cette particularité.

4. Evolution de la population

4.1 Croissance démographique

La croissance démographique est soumise à deux mouvements :

- Le mouvement migratoire ;
- L'accroissement naturel.

4.2 Perspectives démographiques

L'Algérie a connu ces dernières années, une régression dans la natalité grâce aux programmes de contrôle des naissances (Planning familial). A cet effet le taux d'accroissement national se situe au dessous de 3% (l'APC de Tipaza).

4.3 Etude démographique

Les données statistiques et les résultats de la population de la ville Gouraya seront données, sous forme de tableau et selon la source d'informations collectées au niveau de l'APC ; D'après le 5^{ème} R.G.P.H (recensement Juin 2008) avec un taux d'accroissement de 2% (taux d'accroissement de la wilaya de Tipaza).

Pour calculer la population projetée de la ville Gouraya on applique la formule des intérêts composés.

$$\mathbf{P = P_0 (1+r)^n \dots\dots\dots(I.1)}$$

P : la population future

P₀ : la population actuelle (ou référence)

r : Le taux d'accroissement qui est estimé à 2%.

n : représente la valeur de la période (Horizon).

Tableau I.3 la population de la ville de Gouraya

Agglomération	Population		
	$r=2\%$		
	2008	2015	2045
Chef lieu de Gouraya	11282	12960	23475

5. Situation hydraulique

5.1 Réseau d'alimentation en eau potable

D'après l'étude du système d'alimentation en eau potable, la ville de Gouraya est alimentée à partir de huit (08) réservoirs.

- Réservoir 250 m³ d'Oued Sebt ; CTN=28m.
- Réservoir de 100 m³ (Izeghaten).CTN=162m.
- Réservoir de 50 m³ ; CTN= 180 m.
- Réservoir de 150 m³ (Rabet + Ireskel) ; CTN=250 m.
- Réservoir de 250 m³ (Mahaba) ; CTN= 315m.
- Réservoir de 50 m³ (Maison rouge) ; CTN=205m.
- Réservoir de 100 m³ (Irouana) ; CTN=177m.
- Réservoir de 2*500 m³ (Irouanou ouest) ; CTN=160m.

Ces réservoirs sont alimentés par quatre forages :

- Forage N°01 qui a un débit d'exploitation de 18l/s.
- Forage N°02 qui donne un débit d'exploitation de 3l/s.
- Forage N°03 avec un débit d'exploitation de 8l/s.
- Forage N°04 qui a un débit d'exploitation de 4l/s.

Ces quatre forages alimentent un réservoir de 250 m³ qui à une côte de terrain de 28m et à partir de ce réservoir se fait la distribution vers les autres réservoirs qui est assuré par les trois stations de pompage suivantes :

- La station de pompage d'Oued Sebt : elle est équipée de 2 pompes et une pompe de secours et qui assure un débit de 20l/s et une HMT de 190m.
- La station de pompage d'Izeghraten : elle est équipée de 2 pompes qui assure un débit de 10 l/s chacune et une HMT de 250m ;
- La station de pompage de Mahaba : elle est équipée d'une pompe qui assure un débit de 5l/s et une HMT de 130m.

Le réseau d'AEP de la ville de Gouraya est constitué par des conduites en acier, fonte et PEHD, dont les diamètres varient entre $D=50\text{mm}$ et $D= 315\text{mm}$.

La dotation actuelle selon la même source d'information est de 150l/j/ha.

5.2 Réseau d'assainissement

La ville de Gouraya possède un réseau d'assainissement mixte dont le réseau d'eaux usées unitaire est beaucoup plus long que celui des eaux pluviales.

- Le réseau des eaux pluviales dans la partie Sud de la ville sur un tronçon de 1400 m de longueur. Il véhicule des eaux pluviales provenant de l'extérieur, collectées par des tronçons en buse et des caniveaux à ciel ouvert, il commence au niveau du lotissement N°1 avec un diamètre $\varnothing 300$ et déverse directement au niveau de l'Oued R'ha.
- Le réseau d'assainissement unitaire qui véhicule les eaux usées et pluviales collectées par les réseaux de la ville directement vers la mer avec un prétraitement par des bassins de décantation.

Après l'enquête de reconnaissance faite par la DRE de Tipaza, nous avons pu identifier un point de rejet situé au niveau du port, et 07 bassins de décantation de différentes capacités, situés d'Est en Ouest, ils sont numérotés de 01 à 08 ; il s'agit de rejets suivants :

- **Point de rejets N°01** : un bassin de décantation de capacité 50 m^3
- **Point de rejets N°02** : un bassin de décantation de capacité 135 m^3
- **Point de rejets N°03** : un bassin de décantation de capacité 50 m^3
- **Point de rejets N°04** : un bassin de décantation de capacité 50 m^3 au niveau du port
- **Point de rejets N°05** : un bassin de décantation de capacité 50 m^3
- **Point de rejets N°06** : un bassin de décantation de capacité 50 m^3
- **Point de rejets N°07** : un bassin de décantation de capacité 50 m^3
- **Point de rejets N°08** : un bassin de décantation de capacité 50 m^3

Conclusion

Après avoir identifié la zone d'étude, nous concluons que la ville de Gouraya, a un climat méditerranéen, une géologie jeune, une sismicité importante.

Après la présentation de la zone d'étude, on peut faire notre projet on considérant toute les données présentes dans ce chapitre.

Description du système d'évacuation

Introduction

Dans ce chapitre nous avons identifié les sources de pollution qui se déversent directement dans la mer de Gouraya.

Lors de notre visite sur terrain pour l'établissement de l'enquête de reconnaissance du terrain, nous avons constaté la présence de plusieurs rejets qui se déversent directement dans la mer. Donc il est envisagé de prendre les mesures qui permettent de créer un milieu sain pour la population concernée.

1. Description du réseau d'assainissement existant de la ville de Gouraya

La ville de Gouraya possède un réseau d'assainissement mixte dont le réseau d'eaux usées unitaire est beaucoup plus long que celui des eaux pluviales.

1. Le réseau des eaux pluviales dans la partie Sud de la ville sur un tronçon de 1400m de longueur qui véhicule les eaux pluviales provenant de l'extérieur, collectées par des collecteur en béton et des caniveaux à ciel ouvert, il commence au niveau du lotissement N°1 avec un diamètre ϕ 300 et déverse directement au niveau de l'Oued R'ha.
2. Le réseau d'assainissement unitaire qui véhicule les eaux usées et pluviales collectées par les réseaux de la ville directement vers la mer avec un prétraitement par des bassins de décantation.

Après l'enquête de reconnaissance faite par la DRE de Tipaza, nous avons pu identifier un point de rejet situé au niveau du port, et 07 bassins de décantation de différentes capacités, situés d'Est en Ouest, ils sont numérotés de 01 à 08 ; il s'agit de rejets suivants :

Point de rejets N°01 : un bassin de décantation de capacité 50 m³

Ce bassin reçoit uniquement les eaux usées et pluviales de la protection civile et de la gendarmerie nationale. Après décantation ces eaux sont rejetées dans la mer méditerranée, le linéaire de conduite aboutissant au bassin de décantation N°01 se résume en ce qui suit :

- Conduite de 300 sur une longueur de 60 m
- Conduite de 300 PVC sur une longueur de 50 m



Figure II.1 rejet N°01 bassin de décantation

Point de rejets N°02 : un bassin de décantation de capacité 135 m³

Ce bassin reçoit les eaux usées et pluviales de la partie Est de la ville et les citées Irouanou, 132 logts EPLF et lotissement Belle Videle. Les conduites débutent de la cité Irouanou jusqu'au rejet sur la falaise de la mer et parcourent plus de 3.5 km. L'aménagement du linéaire des conduites est représenté ci-après:

- Conduite de 600 sur une longueur de 520 m
- Conduite de 400 sur une longueur de 400 m
- Conduite de 300 sur une longueur de 2800 m



Figure II.2 rejet N°02 bassin de décantation

🚧 Point de rejets N°03 : un bassin de décantation de capacité 50 m³

Le bassin décantation N°03 reçoit les eaux usées et pluviales d'une longueur de 680m du centre Gouraya à partir de l'agence SAA jusqu'au marché et reçoit ces eaux à travers :

- Des conduites de 500 sur une longueur de 500m
- Des conduites de 300 sur une longueur de 180m



Figure II.3 rejet N°03 bassin de décantation



Figure II.4 rejet N°03 bassin de décantation

✚ Point de rejets N°04 : un bassin de décantation de capacité 50 m³ (rejets du port)

Ce bassin reçoit les eaux usées et pluviales de la citée lotissement 01 jusqu'au rejet sur la falaise de la mer, le linéaire des conduites aboutissent à ce bassin est de 1.2 kms et se répartit comme suit :

- Conduites en béton de 800 sur une longueur de 460 m
- Conduites en béton de 300 sur une longueur de 565 m



Figure II.5 rejet N°04 de décantation

✚ Point de rejets N°05 : un bassin de décantation de capacité 50m³

Ce rejet reçoit une grande quantité des eaux usées et pluviales de la partie centre de la ville. Il débute du lotissement Zerouka jusqu'au port, et parcourt plus de 4.4 km suivant l'aménagement ci-après :

- Conduites en béton de 1200 sur une longueur de 300 m
- Conduites en béton de 1000 sur une longueur de 340 m
- Conduites en béton de 800 sur une longueur de 1224 m
- Conduites en béton de 500 sur une longueur de 490 m
- Conduites en béton de 400 sur une longueur de 214 m
- Conduites en béton de 300 sur une longueur de 1826 m



Figure II.4 rejet N°05 bassin e décantation

✚ Point de rejets N°06 : un bassin de décantation de capacité 50 m³

Le bassin décantation N°6 reçoit les eaux usées et pluviales sur une longueur de 1,8 km du centre Gouraya à partir de lotissement N°2 jusqu'au pont du Gouraya et sera réalisé comme suit :

- Conduites en béton de 200 sur une longueur de 530m
- Conduites en béton de 300 sur une longueur de 1129m
- Conduites en béton de 400 sur une longueur de 164m

✚ Point de rejets N°07 : un bassin de décantation de capacité 50 m³

Le bassin décantation N°07 reçoit les eaux usées et pluviales sur une longueur de 1,6 km du centre Gouraya à partir de la cité du stade jusqu'au bassin de décantation est conçu comme suit :

- Conduites en béton de 300 sur une longueur de 820m
- Conduites en béton de 400 sur une longueur de 160m
- Conduites en béton de 500 sur une longueur de 530m
- Conduites en béton de 800 sur une longueur de 120m



Figure II.5 rejet N°06 et N°07 bassin de décantation

Point de rejets N°08 : un bassin de décantation de capacité 50 m³

Ce bassin reçoit une grande quantité des eaux usées et pluviales de la partie Ouest. Le rejet débute des 48 logements évolutifs jusqu'au bassin décantation, parcourt plus de 4.4 km est aménagé sur toute sa longueur à l'intérieur de l'agglomération comme suit :

- Conduites en béton de 300 sur une longueur de 2717 m
- Conduites en béton de 400 sur une longueur de 580 m
- Conduites en béton de 500 sur une longueur de 710 m



Figure II.6 rejet N°08 bassin de décantation

Les linéaires des réseaux d'assainissement pris en charge par chaque rejet sont décrits au tableau II.1 ;

Tableau II.1 les linéaires des réseaux d'assainissement

N° de rejet	rejet	Linéaire	Diamètre	Linéaire total
	Nature	ml	mm	ml
01	Bassin de décantation de 50m ³	60	Ø300	110
		50	Ø300	
02	Bassin de décantation de 135 m ³	520	Ø600	3720
		400	Ø400	
		2800	Ø300	
03	Bassin de décantation de 50 m ³	500	Ø500	680
		180	Ø300	
04	Bassin de décantation de 50 m ³	460	Ø800	1025
		565	Ø300	
05	Bassin de décantation de 50 m ³	300	Ø1200	4394
		340	Ø1000	
		1224	Ø800	
		490	Ø500	
		214	Ø400	
		1826	Ø300	
06	Bassin de décantation de 50m ³	530	Ø200	1823
		1129	Ø300	
		164	Ø400	
06	Bassin de décantation de 50m ³	820	Ø300	1630
		160	Ø400	
		530	Ø500	
		120	Ø800	
08	Bassin de décantation de 50m ³	2717	Ø300	4007
		580	Ø400	
		710	Ø500	
			Total général	17389

2. Etat actuel du réseau d'assainissement existant

D'après notre enquête de reconnaissance on a constaté quelques remarques :

- Le réseau d'assainissement actuel n'est pas repéré et ne peut être visionné sur le terrain.
- Le linéaire du réseau des eaux pluviales est relativement court, ce qui explique les problèmes d'inondations.
- Plusieurs tronçons du réseau mixte sont sans regards, et sans avaloirs.
- Tous les bassins de décantation sont en mauvais état.
- Les eaux usées sont rejetés directement à la mer, sans épuration préalable.
- L'absence totale de schéma directeur des réseaux d'assainissement.

3. Qualité des rejets

Le système d'assainissement qui entoure la ville de Gouraya est complexe, et les rejets se jettent directement dans la mer, ce qui a contribué à dégrader la qualité de ses eaux, la pollution journalière produite par une personne utilisant 200 l/j /eq hab est évaluée selon les analyses des paramètres physico-chimiques faites au niveau de laboratoire de la station d'épuration de Tipaza.

Ces échantillons ont été prélevés en trois points de rejets (au niveau du port, bassin de décantation N°01, et le bassin de décantation N°02°)

Les analyses ont été effectuées par le laboratoire de la station d'épuration de Tipaza dont les résultats sont présentés dans le tableau **II.2**.

Tableau II.2 rapport d'analyse des paramètres physico-chimique

Paramètres	Unité	Les points de rejets		
		Point de rejet N°05 au niveau de port	Bassin de décantation N°01	Bassin de décantation N°02
DBO	mg d'O ₂ /l	370	404	500
DCO	mg d'O ₂ /l	1073	926	710
MES	mg/l	2030.8	810.8	436.6
MVS	mg/l	523.3	190.8	320
NH₄	mg/l	14.25	61.5	22 .5
NO₂	mg/l	0.085	0.096	0.005
NO₃	mg/l	22.6	99.3	26
PO₄	mg/l	9.1	14.5	12.4

Source : laboratoire STEP Tipaza

Date de prélèvement : 22/11/2011

DBO : Demande biochimique en oxygène.

DCO : Demande chimique en oxygène.

MES : Matière en suspension.

MVS : Matière volatile en suspension

NH₄ : Azote ammoniacal.

NO₂ : Nitrite

NO₃ : Nitrate.

PO₄ : Phosphore.

4. Interprétation des résultants de l'analyse

Les résultats des analyses des eaux usées prélevées au différents point de rejets montrent que ces eaux répondent aux normes de rejets des eaux usées domestiques concernant les paramètres physico-chimiques tels que la température, le PH, la charge en matières organiques (DBO5 et DCO, les sels nutritifs (Azote et phosphore) et l'oxygène dissout qui sont indispensables à la croissance bactérienne. En effet, ces paramètres physico-chimiques jouent un grand rôle dans le fonctionnement d'un système de traitement des eaux usées par boues activées. Ils agissent directement ou indirectement sur l'activité bactérienne responsable de l'épuration.

Par ailleurs, la présence des métaux lourds dans les eaux, révèle un déversement des effluents industriels dans les réseaux de collecte et que la toxicité de ces métaux lourds vis-à-vis des boues activées peut causer une décroissance dans la diversité des espèces bactériennes et par conséquent un dysfonctionnement de la station. Toutes fois les concentrations en métaux lourds obtenues sont inférieures aux valeurs limites maximales des paramètres de rejets des installations industriels, et ne peuvent donc inhiber l'activité biologique.

Par contre, la concentration très élevée en hydrocarbures peut non seulement perturber le fonctionnement de la STEP mais aussi limiter l'utilisation des boues à des fins agricoles.

A) Paramètres physico- chimiques :

1. DBO5 et DCO :

Le rapport DCO / DBO₅ permet d'apprécier la biodégradabilité de la matière organique. En général, il est proche de 1.5 pour les eaux de vanes, de 2 pour les eaux usées urbaines et varie entre 3 et 5 pour les effluents des stations d'épurations. L'élévation de ce rapport indique un accroissement des matières organiques non biodégradables.

Pour ce cas précis, le rapport (DCO/DBO₅), pour les rejets SR, BD1 et BD2 est respectivement de à 2.9, 2.29 et 1.4, et le rapport moyen et de 2.20, la norme étant de (2.5) (Voir tableaux précédents).

2. Les matières en suspension :

Les matières en suspension sédimentent à l'aval du point de rejet et sont sources d'envasement temporaire ou permanent susceptibles de modifier les profils hydraulique et influents sur le choix du processus d'épuration.

Les résultats analytiques montrent que la teneur en des eaux usées en (MES) est, respectivement pour les trois rejets varie de 436.6 à 2030.8.

3. L'azote ammoniacal brut NH₄ :

Les valeurs présent par l'azote ammoniacal brute, NH₄, dans l'analyse des trois rejets, respectivement, est de 14.5, 61.5 et 22.5, avec une moyenne de 32.75 mg/l ; la norme étant de (< 50 mg/l) ; la légère hausse de la valeurs NH₄ du deuxième rejet est infirmé par les deux autres, ce qui se produite assez souvent notamment en présence de rejet d'abattoir ou de poissonnerie.

4. Conclusion

Mis à part la valeur de la DBO5 du rejet SR, qui ne s'inscrit pas dans la fourchette et la valeur de l'azote ammoniacal pour le deuxième rejet ; les moyennes présent en compte, indiquent la prédominance domestique des eaux usées.

Remarque

Vu les rejets d'eaux usées importants qui se font dans la mer, un raccordement des différents collecteurs à un collecteur principal nous parait primordial pour assainir le littoral du Gouraya et il faut aussi projeter une station d'épuration afin d'assurer la pérennité du littoral et d'éviter la pollution des eaux de mer et ses implications sur la faune et la flore marine ainsi que l'impact négatif sur le tourisme local de la région.

Conclusion

D'après ce chapitre nous avons pu localiser les différents rejets au niveau de la zone d'étude d'où apparait la nécessité de la projection d'un système adéquat pour la préservation de l'environnement et protection du milieu récepteur.

Etude hydrologique

Introduction

L'hydrologie est la science qui étudie les eaux terrestres, leur origine, leur mouvement et leur répartition sur notre planète, leurs propriétés physique et chimique, leurs interaction avec l'environnement physique et biologique et leurs influences sur l'activité humaine (J.Llamas, 1993)

Toute étude hydrologique est basée sur l'exploitation de séries de données recueillies pendant des périodes plus au moins longues continues ou discontinues.

La connaissance des précipitations constitue un élément fondamental pour l'étude de compréhension du fonctionnement des systèmes d'assainissement :

- Elle est indispensable pour dimensionner un système d'assainissement ;
- Elle permet d'évaluer le fonctionnement du système par rapport à des valeurs de référence, notamment les périodes de retour ou la notion d'événement pluvieux exceptionnel ;
- Elle constitue un paramètre explicatif des débits et des volumes observés sur le système, et pour partie des masses polluantes transférées dans les réseaux et rejetées dans les milieux aquatiques ;
- Elle permet de caler des modèles de simulation et/ou de dimensionnement ;
- Elle permet, à moyen terme, d'établir des statistiques pluviométriques locales spécifiques d'une agglomération ou d'un bassin versant.

1. Analyse des données

Avant de déterminer les différentes caractéristiques de précipitations, une analyse détaillée des données est nécessaire, et ce afin de bien estimer les différentes composantes hydrologiques, notamment l'intensité des pluies, et qui est d'une grande importance pour l'estimation des débits.

Pour notre cas, l'étude est basée sur les données enregistrées au niveau de la station pluviométrique de Gouraya qui se localise dans les environs immédiats de la région d'étude, son identification est présentée dans le tableau III.1.

Tableau III.1 identification de la station de Gouraya.

Station	code	X (km)	Y (km)	Z (m)	Nombre d'observations	Période d'observassions
Gouraya	020315	429,3	363,8	34	37	1970/71 à 2006/07

Source : ANRH (Blida)

La série des précipitations maximales journalières est donnée dans le tableau III.2

Tableau III.2 Précipitations maximales journalières: station de Gouraya

n	Année	$P_{\max,j}$ (mm)
1	1970/71	72.6
2	1971/72	96.2
3	1972/73	57.2
4	1973/74	60.1
5	1974/75	64.2
6	1975/76	60.2
7	1976/77	41.5
8	1977/78	52.6
9	1978/79	85.6
10	1979/80	49.2
11	1980/81	41.4
12	1981/82	33.1
13	1982/83	67.1
14	1983/84	69.0
15	1984/85	58.9
16	1985/86	49.4
17	1986/87	40.4
18	1987/88	38.7
19	1988/89	50.5
20	1989/90	46.4
21	1990/91	26.2
22	1991/92	51.5
23	1992/93	51.0
24	1993/94	35.3
25	1994/95	59.8
26	1995/96	66.5
27	1996/97	52.8
28	1997/98	47.5
29	1998/99	49.3
30	1999/00	75.0
31	2000/01	68.0
32	2001/02	101.3
33	2002/03	34.4
34	2003/04	46.6
35	2004/05	44.7
36	2005/06	83.7
37	2006/07	66.3

Source : ANRH (Blida)

2. Les caractéristiques empiriques

- La moyenne interannuelle des précipitations maximales journalières $P_{max,j}$

$$\overline{P_{max,j}} = \frac{\sum_{i=1}^{N=37} P_{max,j}}{n} = 56,60mm \dots\dots\dots(III.1)$$

- L'écart type « $P_{max,j}$ » ;

Pour **n** supérieur à 30 ans, on a:

$$\dagger x = \left[\frac{1}{n} \sqrt{\sum_{i=1}^{i=n} (P_{max,j} - \overline{P_{max,j}})^2} \right] = 16.93mm \dots\dots\dots(III.2)$$

- Coefficient de variation

$$C_v = \frac{\dagger x}{\overline{P_{max,j}}} = \frac{16.93}{56.60} = 0.30 \dots\dots\dots(III.3)$$

- Exposant climatique

Selon les études régionales de l'A.N.R.H on a $b = 0,42$

On récapitule ces caractéristiques dans le tableau **III.3**.

TABLEAU III.3 calcul des caractéristiques de la série

n	$\overline{P_{max,j}}$	\dagger (mm)	Cv	b
37	56.60	16.93	0,30	0,42

3. Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Gumbel

La fonction de répartition de la loi de Gumbel $F(x)$ est donnée par l'expression :

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

Où :

$$y = \frac{x-x_0}{\alpha} \text{ Variable réduite de Gumbel(III.5)}$$

Avec :

x_0, α : Coefficient d'ajustement (méthode des moindres carrés)

x_0 : Paramètre de position (Ordonnée à l'origine)

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

$\frac{1}{\alpha}$: Pente de la droite

x : Variable étudiée $P_{max,j}$

Cette variable x , exprimée en fonction de la variable réduite y , est l'équation de la droite de Gumbel sur papier à probabilité GUMBEL formule III-6.

$$x = \left(\frac{1}{\alpha}\right) y + x_0 \text{ (III.6)}$$

Soit : $P_{max,j,p\%} = \left(\frac{1}{\alpha}\right) y + x_0 \text{ (III.7)}$

Le procédé d'ajustement consiste à :

- Classer les valeurs des précipitations par ordre croissant avec attribution d'un rang 1, 2,3.....n.
- Calculer pour chaque valeur de précipitation la fréquence expérimentale $F(x)$ par la formule de Hazen

$$F(x) = \frac{n - 0,5}{n} \text{(III.8)}$$

m : rang de précipitation

n : nombre d'observations

- Calculer la variable réduite de Gumbel donnée par la formule III-9 :

$$y = - [\ln -\ln F(x)] \text{(III.9)}$$

- reporter les valeurs observées sur papier Gumbel.

- représenter graphiquement les couples (x_i, y_i) sur papier Gumbel

Les résultats sont résumés dans le tableau récapitulatif III.5 et la représentation graphique par la figure III.1.

L'équation de la droite de Gumbel est donnée par l'expression :

$$P_{max,j,p\%} = 17.75 Y_{P\%} + 48.22$$

- moyenne arithmétique : $\overline{P_{max,j}} = 56.60 \text{ mm}$
- écart type : $\sigma_x = 16.93 \text{ mm}$

Tableau III.4 Ajustement des précipitations maximales journalières à la loi de Gumbel

P_{max,j} classée	m	F(x)	y	P_{max,j} classée	m	F(x)	y
26.2	1	0.0135	-1.460	52.8	20	0.5270	0.446
33.1	2	0.0405	-1.165	57.2	21	0.5541	0.527
34.4	3	0.0676	-0.991	58.9	22	0.5811	0.611
35.3	4	0.0946	-0.858	59.8	23	0.6081	0.698
38.7	5	0.1216	-0.745	60.1	24	0.6351	0.790
40.4	6	0.1486	-0.645	60.2	25	0.6622	0.886
41.4	7	0.1757	-0.553	64.2	26	0.6892	0.988
41.5	8	0.2027	-0.468	66.3	27	0.7162	1.097
44.7	9	0.2297	-0.386	66.5	28	0.7432	1.215
46.4	10	0.2568	-0.307	67.1	29	0.7703	1.343
46.6	11	0.2838	-0.231	68	30	0.7973	1.485
47.5	12	0.3108	-0.156	69	31	0.8243	1.644
49.2	13	0.3378	-0.082	72.6	32	0.8514	1.827
49.3	14	0.3649	-0.008	75	33	0.8784	2.043
49.4	15	0.3919	0.065	83.7	34	0.9054	2.309
50.5	16	0.4189	0.139	85.6	35	0.9324	2.660
51	17	0.4459	0.214	96.2	36	0.9595	3.185
51.5	18	0.4730	0.289	101.3	37	0.9865	4.297
52.6	19	0.5000	0.367				

Ainsi la droite de Gumbel est obtenue par l'équation empirique suivante :

$$X = \frac{1}{\alpha} Y + x_0 = b \cdot Y + a$$

Avec :

Y : variable de Gumbel pour une probabilité donnée.

$\frac{1}{\alpha} = b$: Pente de la droite.

$x_0 = a$: ordonné à l'origine.

La détermination de $\frac{1}{\alpha}$ et de x_0 se fait par la méthode des moindres carrés sachant que :

$$b = \frac{\sum(x_i \cdot y_i) - n \cdot \bar{x} \bar{y}}{\sum y_i^2 - n \cdot \bar{y}^2} \longrightarrow b = 17.75$$

$$a = \bar{x} - b \cdot \bar{y} = 48.22$$

Donc $X = 17.75Y + 48.22$

Alors la droite de Gumbel s'écrit :

$$P_{max,j,p\%} = 17.75 Y_{p\%} + 48,22$$

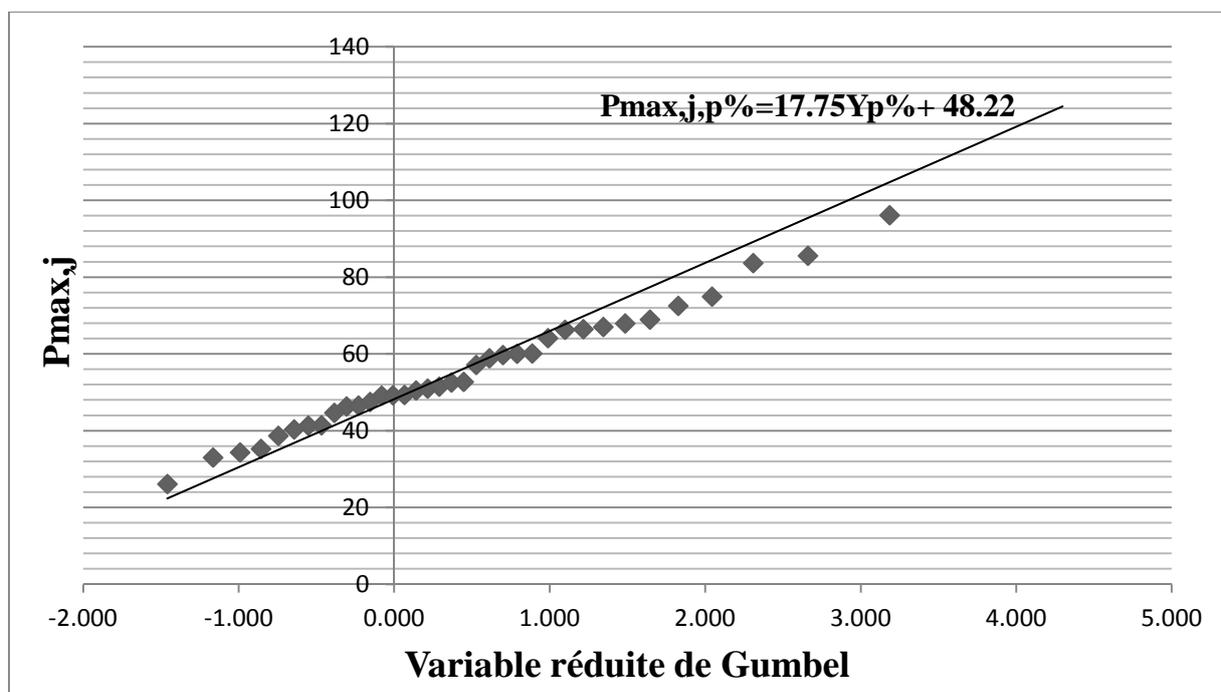


Figure III.1 Ajustement des précipitations maximales journalières à la loi de Gumbel

Pour une fréquence $F=0.9$ on a $u=2.25$

$$P_{max,j,10\%} = 88.16 \text{ mm}$$

- **Calcul de l'intervalle de confiance**

$$\text{Prob} [P_{1max,j,p\%} < P_{max,j,p\%} < P_{2max,j,p\%}]$$

$$\hat{P}_{max,j,p\%} = P_{max,j,p\%} \pm U_{1-\frac{\alpha}{2}} \frac{\sigma}{\sqrt{2n}} \sqrt{(U_{p\%}^2 + 2)}$$

Avec: $U_{1-\frac{\alpha}{2}} = 1.96$ ($\alpha = 5\%$)

$$\hat{P}_{max,j,p\%} = P_{max,j,p\%} \pm 1.97 \sqrt{(U_{p\%}^2 + 2)}$$

Prob [77.90 < $p_{max,j,10\%}$ < 98.41] = 95%

4. Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Galton

La fonction de répartition de la loi de Galton est donnée par la formule :

$$u = \frac{\log(x-x_0)-a}{b}$$

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

$$\ln x = \overline{\ln x} + u \sigma_{\ln x}$$

Les paramètres de la série sont représentés dans le tableau.

L'ajustement graphique des données permet de lire le quantile de période de retour 10ans, directement sur la droite de Galton, figure.

Les caractéristiques empiriques de la série:

- moyenne arithmétique : $\overline{P_{max,j}} = 56.60$ mm
- écart type : $\sigma_x = 16.93$ mm

Les caractéristiques empiriques de la série transformée :

- moyenne arithmétique : $\ln P_{moy} = 3.99$ mm
- écart type : $\sigma_x = 0,30$ mm

Tableau III.5 Ajustement des précipitations maximales journalières à la loi de Galton

P_{max,j} classée	m	F(x)	lnP_{max,j}	u	P_{max,j} classée	m	F(x)	lnP_{max,j}	u
26.2	1	0.014	3.266	-2.445	52.8	20	0.527	3.967	-0.086
33.1	2	0.041	3.500	-1.658	57.2	21	0.554	4.047	0.184
34.4	3	0.068	3.538	-1.528	58.9	22	0.581	4.076	0.282
35.3	4	0.095	3.564	-1.441	59.8	23	0.608	4.091	0.333
38.7	5	0.122	3.656	-1.132	60.1	24	0.635	4.096	0.350
40.4	6	0.149	3.699	-0.987	60.2	25	0.662	4.098	0.356
41.4	7	0.176	3.723	-0.905	64.2	26	0.689	4.162	0.572
41.5	8	0.203	3.726	-0.897	66.3	27	0.716	4.194	0.681
44.7	9	0.230	3.800	-0.647	66.5	28	0.743	4.197	0.691
46.4	10	0.257	3.837	-0.521	67.1	29	0.770	4.206	0.721
46.6	11	0.284	3.842	-0.506	68.0	30	0.797	4.220	0.766
47.5	12	0.311	3.861	-0.442	69.0	31	0.824	4.234	0.815
49.2	13	0.338	3.896	-0.324	72.6	32	0.851	4.285	0.986
49.3	14	0.365	3.898	-0.317	75.0	33	0.878	4.317	1.096
49.4	15	0.392	3.900	-0.310	83.7	34	0.905	4.427	1.465
50.5	16	0.419	3.922	-0.236	85.6	35	0.932	4.450	1.541
51.0	17	0.446	3.932	-0.203	96.2	36	0.959	4.566	1.934
51.5	18	0.473	3.942	-0.170	101.3	37	0.986	4.618	2.108
52.6	19	0.500	3.963	-0.099					

- **La droite de Galton**

Elle est de la forme $\ln P_{max.p\%} = \ln U_{p\%} + \ln P_{moy}$

$$\ln P_{max.p\%} = 0,30 U_{p\%} + 3,99$$

On a $\ln P_{max.p\%} = 0,30 U_{p\%} + 3,99$

Donc $p_{max.p\%} = e^{0,30 U_{p\%} + 3,99}$

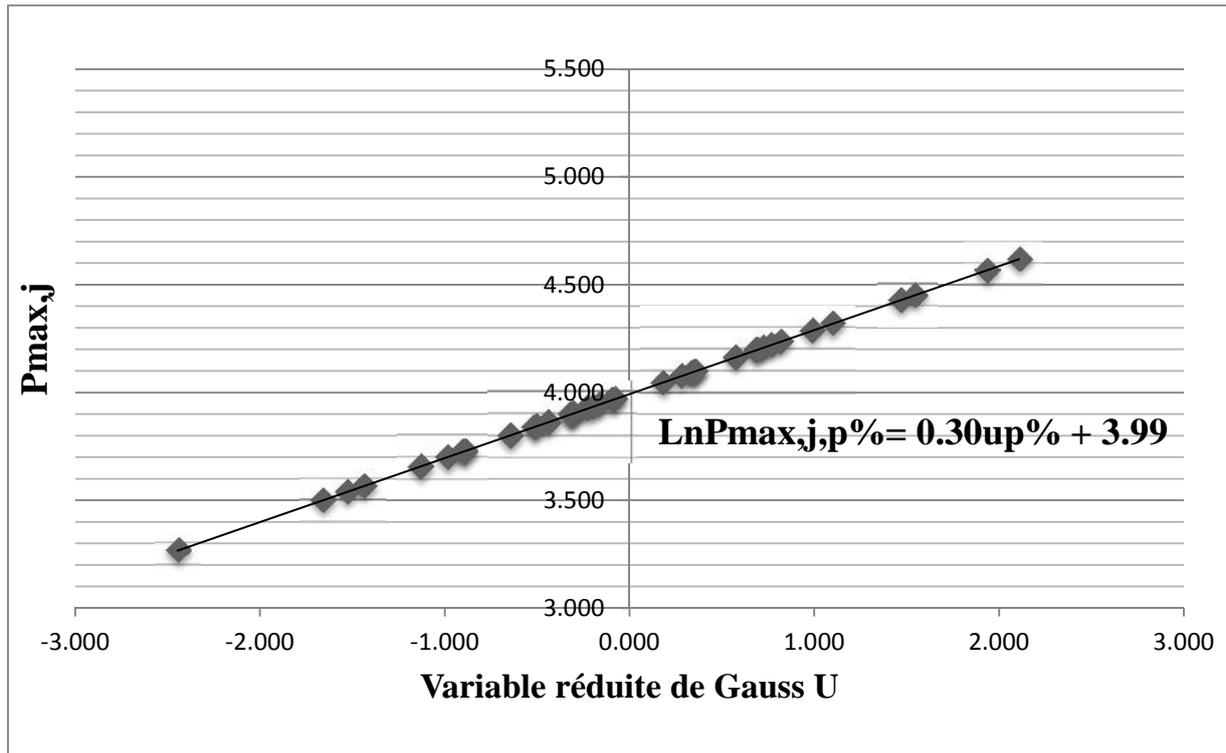


Figure III.2 Ajustement des précipitations maximales journalières à la loi de Galton

Pour une fréquence $F=0.9$ on a $u=1.28$

$$p_{max,j,10\%} = 79.36 \text{ mm}$$

• **Calcul de l'intervalle de confiance**

$$\text{Prob} [P_{1max,j,p\%} < P_{max,j,p\%} < P_{2max,j,p\%}]$$

$$\hat{P}_{max,j,p\%} = P_{max,j,p\%} \pm U_{1-\frac{\alpha}{2}} \frac{\sigma}{\sqrt{2n}} \sqrt{(U^2_{P\%} + 2)}$$

Avec: $U_{1-\frac{\alpha}{2}} = 1.96$ ($\alpha = 5\%$)

$$\hat{P}_{max,j,p\%} = P_{max,j,p\%} \pm 1.97 \sqrt{(U^2_{P\%} + 2)}$$

$$\text{Prob} [71.99 < p_{max,j,10\%} < 86.73] = 95\%$$

Choix de la loi d'ajustement

On remarque d'après les deux graphes que les valeurs ne s'ajustent pas à la droite de Gumbel, et s'ajuste mieux à la loi de Galton vu la concentration des points autour de la droite

d'ajustement pour la station de Gouraya et vu aussi que notre région d'étude se situe au nord Algérien ou la loi de Galton s'ajuste bien.

5. Test d'adéquation du χ^2

On juge généralement l'adéquation d'une loi à un échantillon par le test du χ^2 , variable aléatoire dont la distribution a été étudiée par Pearson considéré comme un critère de comparaison (Dubreuil, 1974)

L'adéquation est admise si $P(\chi^2) >$ seuil du risque d'adéquation choisi généralement égal à 0.05, et elle est rejetée si $P(\chi^2) < 0.01$.

L'adéquation a été testée sous logiciel hyfran et a donné les résultats tels que montrés ci bas :

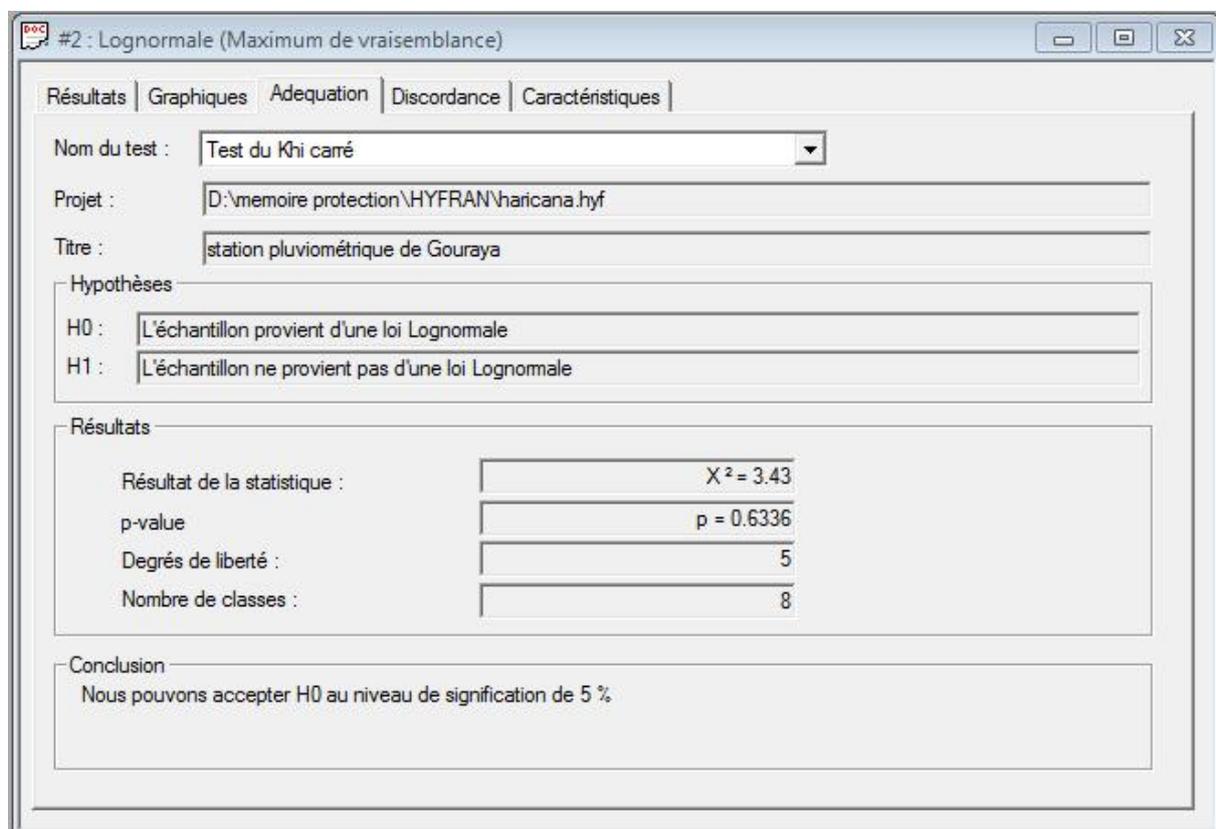


Figure III.3 Résultats du test d'adéquation du χ^2 , sous logiciel Hyfran

6. Pluie de courte durée

La connaissance des pluies de courte durée est très importante dans l'assainissement. L'intensité moyenne maximale de durée de 15mn, pour une période de retour de 10 ans ($\overline{i_{15mn,10\%}}$) entre dans le calcul des débits pluviaux devant passer dans le collecteur.

Pour le calcul de l'intensité moyenne de précipitation, pour un intervalle de référence de 15 mn nous utilisons la formule suivante :

$$\overline{i}_{15mn,10\%} = \frac{P_{max,15mn,10\%}}{15mn}$$

Où :

$\overline{i}_{15mn,10\%}$): Intensité moyenne de précipitation pour une averse de fréquence 30% et une durée de 15mn.

$$P_{max,15,10\%} = P_{max,j,10\%} \left(\frac{t}{24}\right)^b$$

t=15mn

b : Exposant climatique de la région de Blida (b=0,36), il est donné par l'A.N.R.H de Blida.

Avec :

$P_{max,j,10\%}$ est donnée par la droite de Galton

$$\overline{i}_{15mn,10\%} = 46.68 \text{ mm/h}$$

Sachant que : $1\text{mm}=10\text{m}^3/\text{ha}$

Ainsi que $1\text{m}^3=1000 \text{ L}$

On aura alors : l'intensité de pluies ou le débit spécifique

$$I = 46.68 \text{ mm/h} = \frac{46.68 * 10000}{3600} = 129.67 \text{ l/s/ha}$$

$$I = 129.67 \text{ l/s/ha}$$

Les résultats pour différents intervalle du temps sont résumés dans le tableau III.6

Courbe « Intensité-Durée-Fréquence »**Tableau III.6** Intensité pour une période de retour de 10 ans

t (h)	P_{max,t,10%}	I_{max,t,10%}	t (h)	P_{max,t,10%}	I_{max,t,10%}
0.25	11.67	46.68	12.5	60.34	4.83
0.5	15.61	31.23	13	61.34	4.72
1	20.89	20.89	13.5	62.32	4.62
1.5	24.77	16.51	14	63.28	4.52
2	27.95	13.97	14.5	64.22	4.43
2.5	30.69	12.28	15	65.14	4.34
3	33.14	11.05	15.5	66.05	4.26
3.5	35.35	10.10	16	66.93	4.18
4	37.39	9.35	16.5	67.80	4.11
4.5	39.29	8.73	17	68.66	4.04
5	41.07	8.21	17.5	69.50	3.97
5.5	42.74	7.77	18	70.33	3.91
6	44.33	7.39	18.5	71.14	3.85
6.5	45.85	7.05	19	71.94	3.79
7	47.30	6.76	19.5	72.73	3.73
7.5	48.69	6.49	20	73.51	3.68
8	50.03	6.25	20.5	74.28	3.62
8.5	51.32	6.04	21	75.03	3.57
9	52.56	5.84	21.5	75.78	3.52
9.5	53.77	5.66	22	76.51	3.48
10	54.94	5.49	22.5	77.24	3.43
10.5	56.08	5.34	23	77.95	3.39
11	57.19	5.20	23.5	78.66	3.35
11.5	58.26	5.07	24	79.36	3.31
12	59.32	4.94			

Ces résultats sont reportés sur les courbes IDF (Intensité, Durée, Fréquence), figure et cela pour mieux exprimer les variations de l'intensité.

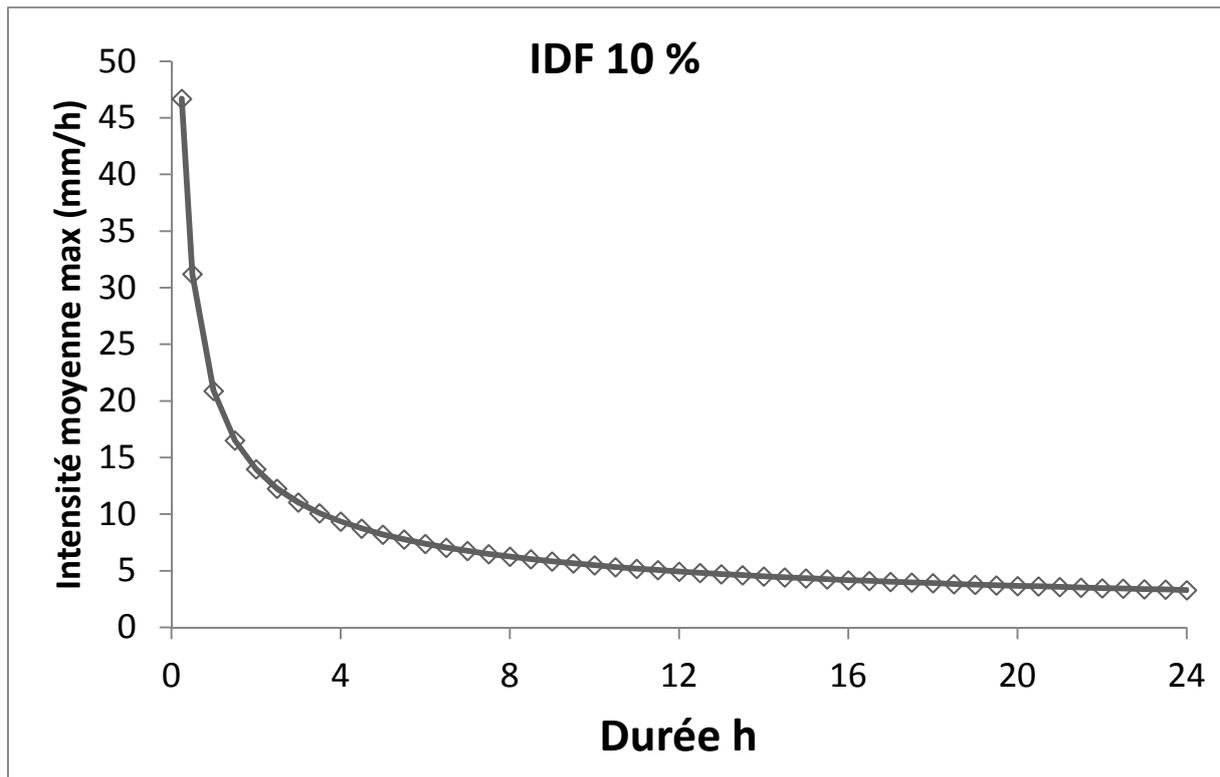


Figure III.4 courbe « Intensité-Durée-Fréquence »

Conclusion

Au terme de ce chapitre, on peut conclure que la série des précipitations à la station pluviométrique de Gouraya suit une loi log normal, d'où la détermination de l'intensité moyenne maximale à partir des quantiles issues de l'ajustement à la loi de Galton, et ce pour la construction des courbes IDF qui permettent d'une part de synthétiser l'information pluviométrique au droit d'une station donnée et d'autre part de déterminer les pluies de projet. Ces pluies de projet, serviront de base pour les calculs des débits à évacuer dans le prochain chapitre, et ce pour une période de retour décennale.

Calcul de base

Introduction

Après la collecte des données nécessaires pour l'élaboration de notre projet on entame le calcul de base pour le dimensionnement de collecteur principale (récepteur) et les différents ouvrages hydrauliques.

Le réseau d'assainissement présente au bout de 30 ans des anomalies, ce qui nous oblige à faire le dimensionnement à un horizon donné (2045).

1. Délimitation des sous bassin

Pour notre projet le découpage de site en sous bassins est fait selon la zone d'influence de chaque point de rejets, tel que chaque point de rejet reçoit les eaux usées et pluviales d'un quartier précis ou d'un lotissement et en tenant compte de :

- la nature des sols
- la densité des habitations
- les courbes de niveau
- Les routes et voiries existantes
- Les pentes et les contre pente
- Les limites naturelles (oueds, talweg,...)

L'aire d'étude été découpé en huit (08) sous bassins

Ce découpage tient compte de la topographie du terrain et du sens d'écoulement.

2. Estimation de la population

2.1. Perspective démographique

L'Algérie a connu ces dernières années, une régression dans la natalité grâce aux programmes de contrôle des naissances (Planning familial). A cet effet le taux d'accroissement national se situe au dessous de 3%.

Au dernier recensement de la population (RGPH 2008), la population est estimée à 11282 habitants pour la ville de Gouraya avec un taux d'accroissement de 2% (taux d'accroissement de la wilaya de Tipaza).

Tableau IV.1 Population de chef lieu de Gouraya

L'année	2008	2015	2045
Nombre de population	11282	12960	23475

Tableau IV.2 nombre d'habitant et superficie pour chaque point de rejet

N° de rejet	Nombre d'habitant hab	Air (ha)
Rejet N°01	60	1.7
Rejet N°02	1990	18.3
Rejet N°03	874	6
Rejet N°04	899	7
Rejet N°05	3429	26
Rejet N°06	605	7
Rejet N°07	1305	13
Rejet N°08	2120	16

La superficie totale tributaires de l'ensemble des bassins versants afférents à l'ensemble des rejets est estimée à $A = 95.26$ hectares.

2.2. Estimation de la population future de la ville de Gouraya

L'horizon d'étude pour lequel les différents ouvrages seront dimensionnés sera 2045 car un projet d'une telle importance où le risque de sous dimensionnement sera d'un grand préjudice doit être projeté pour une période en adéquation avec la durée de vie des collecteurs soit une moyenne de 30 ans.

Pour calculer la population projetée de la ville Gouraya on applique la formule suivante :

$$P = P_0 (1 + r)^n$$

P : la population future

P₀ : la population actuelle (ou référence)

r : Le taux d'accroissement qui est estimé à 2%.

n : représente la valeur de la période (Horizon).

Tableau IV.4 Population future de chaque sous bassin

N° de rejet	Population en 2008 (hab)	Population à l'horizon 2015 (hab)	Population à l'horizon 2045 (hab)
Rejet N°01	60	69	125
Rejet N°02	1990	2287	4140
Rejet N°03	874	1005	1819
Rejet N°04	899	1033	1871
Rejet N°05	3429	3940	7134
Rejet N°06	605	696	1259
Rejet N°07	1305	1500	2716
Rejet N°08	2120	2436	4411

3. Évaluation du coefficient de ruissellement

L'action des précipitations commence par le mouillage en surface correspondant à environ 0.5 mm de pluie qui ne traduit pas d'écoulement. Dès que la pluie tombée dépasse le seuil de mouillage le ruissellement commence.

Le coefficient de ruissellement « Cr » d'une surface donnée, est le rapport du volume d'eau qui ruisselle sur le volume d'eau tombé sur ce bassin .Sa valeur qui varie entre (0.05 à 1), dépend de plusieurs facteurs tel que

- La nature du sol
- L'inclinaison du terrain

- Le mode d'occupation du sol
- Densité de population
- La durée de pluie

➤ **Coefficient de ruissellement en fonction de la densité de population**

Le coefficient de ruissellement (C_r) 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.5 Coefficients de ruissellement en fonction de la densité de population :

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

➤ **Coefficient de ruissellement en fonction de la catégorie d'urbanisation**

Le tableau suivant représente la variation de coefficient de ruissellement en fonction la catégorie d'urbanisation :

Tableau IV.6 Coefficients de ruissellement en fonction de la catégorie d'urbanisation :

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

➤ **Coefficient de ruissellement en fonction de la zone d'influence**

Le tableau suivant représente la variation de coefficient de ruissellement en fonction la zone_d'influence :

Tableau IV.7 Coefficients de ruissellement en fonction de la zone_d'influence

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

Pour le cas de notre projet, le coefficient de ruissellement est estimé en fonction des zones d'influence. Nous avons référence au plan de masse et des données de la direction d'urbanisme.

Tableau IV.8 le coefficient de ruissellement pour chaque point de rejet

N° de rejet	Aire (ha)	Cr
Rejet N°01	1.7	0.3
Rejet N°02	18.3	0.5
Rejet N°03	6	0.6
Rejet N°04	7	0.5
Rejet N°05	26	0.6
Rejet N°06	7	0.5
Rejet N°07	13	0.4
Rejet N°08	16	0.6

Conclusion

Le calcul de base nous permet d'estimer la population à un horizon bien déterminé ce qui nous permet par la suite d'évaluer les débits d'eau usée en considérant l'extension possible durant cette période.

Evaluation des débits d'eau usées et pluviales

Introduction

Le système d'assainissement projeté doit être convenable pour l'évacuation de toutes les eaux quel que soit leur origine pluviale ou usée, alors l'évaluation du débit d'eau évacuée permet de faire l'étude hydraulique. Les débits à déterminer sont:

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

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

Comme ces eaux ont une composition qui peut être source de maladies, mauvaises odeurs et des insectes, il faut les évacuer le plus tôt possible et par le moyen le plus sûr, D'où ressort l'utilité de l'évaluation des quantités à traiter.

La collecte et l'évacuation des eaux usées de toutes natures (eaux vannes, eaux ménagères, eaux industrielles) en assurant leur transport, le plus rapidement possible, jusqu'au lieu de leur traitement (la station d'épuration).

1. Nature des eaux usées à évacuer

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

On distingue:

- ✓ Les eaux usées d'origine domestique ;
- ✓ Les eaux usées d'origine industrielle ;

a) Les eaux usées d'origine domestique

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

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

b) Les eaux des services publics

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

c) Les eaux usées industrielles

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

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

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

Elles doivent être traitées avant de les collecter dans le réseau d'assainissement.

2. Evaluation des débits d'eaux usées du bassin de Gouraya**2.1. Estimations du débit d'eau usée domestique**

Pour calculer le débit des eaux usées à évacuer, nous prendrons comme base une dotation d'eau potable de 150 l/j hab. (source la DRE de Tipaza).

Nous considérons que les 80% de l'eau consommée sont rejetée comme eaux usées dans le réseau d'évacuation

➤ Evaluation du débit moyen journalier

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

$$Q_{\text{moy},j} = (K_r * D * N) / 86400 \quad (\text{l/s}) \dots\dots\dots (V.1)$$

Avec:

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

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

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

N : nombre d'habitants (hab.) ;

➤ Evaluation du débit de pointe

Comme la consommation, le rejet des eaux usées est aussi variable dans la journée, d'où le débit de pointe donné par la formule :

$$Q_{pte} = K_p \cdot Q_{moyj} \dots \dots \dots (V.2)$$

Avec :

Q_{moyj} : débit moyen rejeté quotidiennement

K_p : coefficient de pointe ;

Q_{pte} : débit de pointe

Ce coefficient de pointe peut être :

$$K_p = 1.5 + \frac{2.5}{\sqrt{Q_{moyj}}} \dots \dots \dots (V.3) \quad \text{si } Q_{moyj} \geq 2.8 \text{ l/s.}$$

$$K_p = 3 \quad \text{si } Q_{moyj} < 2.8 \text{ l/s.}$$

Les résultats des calculs du débit d'eau usée sont reportés sur le tableau **V.1**.

Tableau V.1 Calcul du débit d'eaux usées des sous bassin de Gouraya

N° du rejet	aires (ha)	penne moyenne (%)	Cr	Nombre d'habitants (hab)	Q _{moy,j} (l/s)	K _p	Q _{pte} (l/s)
Rejet N°1	1.7	2	0.3	125	0,17	3,00	0,51
Rejet N°2	18.3	2	0.5	4140	5,75	2,54	14.61
Rejet N°3	6	2	0.6	1819	2.53	3,00	7.59
Rejet N°4	7	2	0.5	1871	2.59	3,00	7.77
Rejet N°5	26	2	0.6	7134	9.91	2,29	22.69
Rejet N°6	7	2	0.5	1259	1,75	3,00	5.25
Rejet N°7	13	2	0.4	2716	3.77	2,78	10.48
Rejet N°8	16	2	0,6	4411	6.13	2,50	15.32

1. Evaluation des débits pluviaux du bassin de Gouraya

Avant de faire une étude d'un réseau d'assainissement il faut passer par une étape très importante, c'est la détermination du débit pluvial où les eaux de ruissellement, elles comprennent les eaux de pluie, les eaux de lavage des rues et les eaux de drainage, le but essentiel de ce travail c'est éviter les inondations des agglomérations.

De ce fait, nous ne devons pas nous fier à des estimations aléatoires, mais bien au contraire nous devons mettre en évidence des valeurs approchées par le biais des méthodes appropriées, dont les plus utilisées sont :

- La méthode rationnelle.
- La méthode superficielle.

2.2. Méthode rationnelle

La méthode rationnelle consiste à estimer les débits pluviaux suite à une averse d'intensité « I » supposée constante sur des surfaces d'influence de superficie « A », caractérisée par un coefficient de ruissellement « Cr ».

Donc le débit déterminé est proportionnel à l'intensité moyenne, au coefficient de ruissellement et à l'aire balayée.

$$Q = r \cdot Cr \cdot I \cdot A \dots\dots\dots(V.4)$$

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

A : surface de l'aire d'influence (ha) ;

Cr : coefficient de ruissellement ;

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

r : Coefficient correcteur de l'intensité tenant compte de la distribution de la pluie dans l'espace, dont leur détermination est en fonction de l'allongement du bassin.

• Le coefficient de correction (r)

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

- Pour des bassins longs (rectangle étroit, largeur =1/2 de la longueur), ce coefficient sera égal

à : $r = 1 - 0,006 \sqrt{d/2} \dots\dots\dots(V.5)$

- Pour des bassins ramassés (carré ou cercle)

$$r = 1 - 0,005 \sqrt{d/2} \dots\dots\dots(V.6)$$

d: distance du milieu du bassin à l'épicentre de l'orage.

A) Validité de la méthode rationnelle

Cette méthode est découverte en 1889, mais ce n'est qu'en 1906 qu'elle a été généralisée, elle est connue aussi par la méthode de LLOYD DAVIS.

Cette méthode est efficace pour les aires relativement limitées, généralement inférieures à **10 ha**, 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

B) Critique de la méthode rationnelle

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

- Le coefficient de ruissellement est toujours constant sur tout le bassin et pendant toute la durée de l'averse.
- La méthode rationnelle ne tient pas compte du stockage de l'eau de ruissellement sur le bassin.

C) Les Hypothèses de la méthode rationnelle

Les hypothèses de base sont, par conséquent, les suivantes :

- L'intensité de l'averse en mm/h est uniforme, dans le temps et dans l'espace, sur l'ensemble du bassin drainé ;
- Le débit de pointe « Q_p » en m^3/s de l'hydrogramme de ruissellement est une fonction du débit précipité $i.A$;
- L'intervalle de la récurrence du débit de pointe « Q_p » est le même que celui de l'averse d'intensité uniforme i ;
- Enfin, le coefficient de ruissellement est constant d'une averse à l'autre.
- les surfaces dites imperméables sont uniformément réparties sur le bassin.
- La surface du sous bassin s'apparente à un rectangle.
- La capacité d'emmagasinement du sous bassin n'est pas prise en considération.
- Tous ces paramètres nous conduisent généralement à une surestimation du débit pluvial issu d'un bassin versant.

2.3.Méthode superficielle

Cette méthode a été proposée par M.CAQUOT en 1949. Elle tient compte de l'ensemble des paramètres qui influent sur le ruissellement,

$$Q_{(f)} = K \frac{1}{U} \cdot I \frac{V}{U} \cdot Cr \frac{1}{U} \cdot A \frac{W}{U} \dots\dots\dots (V.7)$$

Avec :

- $Q_{(f)}$: débit pluvial en (m³ / s).
- I : pente moyenne du collecteur du sous bassin considéré (m / m).
- Cr : coefficient de ruissellement.
- A : surface du bassin considéré (ha).
- K : coefficient d'expression.

$$K = \frac{[(0,5)^{b(f)} \cdot a(f)]}{6,6} \dots\dots\dots (V.8)$$

- U : coefficient d'expression : $1 + 0,287 \cdot b(f)$.
- V : coefficient d'expression : $- 0,41 \cdot b(f)$.
- W : coefficient d'expression : $0,95 + (0,507 \cdot b(f))$.

Remarque

Q_p donnée par l'expression précédente correspond à une valeur brute, celle – ci doit tenir compte d'un coefficient m d'où :

$$Q_p \text{ corrigé} = m Q_p \text{ brute} \dots\dots\dots (V.9)$$

Avec :

m = coefficient d'influence donnée par l'expression qui suit :

$$m = \left(\frac{M}{2} \right)^{\frac{0 \cdot 84 \cdot b(f)}{1 + 0 \cdot 287 \cdot b(f)}} = \left(\frac{M}{2} \right)^{-63} \dots\dots\dots (V.10)$$

M : coefficient d'allongement $M = \frac{L}{\sqrt{A}}$

L : longueur des plus longs parcours hydraulique en (m).

A : surface du bassin considéré en (m²).

A) Validité de la méthode superficielle

Elle est valable pour les limites d'application suivantes :

- La limite superficie de la surface du bassin est 200 ha ;
- la pente des sous bassins doit être comprise entre 0,2 et 5 % ;
- le coefficient de ruissellement doit être compris entre 0,2 et 1 ;
- le coefficient d'allongement ($M > 0,8$)

B) Hypothèse de calcul du modèle de CAQUOT

- Le débit de pointe est proportionnel à l'intensité moyenne de l'averse au cours du temps de concentration.
- Le débit de pointe à la même période de retour que l'intensité qui le provoque.

2.4. Choix de la méthode de calcul

Vue les caractéristiques de nos sous bassins; on a quelques surfaces qui dépasse 10 ha mais la méthode rationnelle reste applicable.

2.5. Calcul des débits pluviaux**• Application de la méthode rationnelle**

Nous supposons que la répartition de la pluie dans chaque bassin est régulière et constante durant la chute de pluie, les valeurs du coefficient réducteur s'approchent de l'unité, par conséquent sera pris égal à 1.

Les résultats de calcul sont représentées par le tableau **V.2**.

Tableau V.2 Débits des eaux pluviales pour une période de retour de 10 ans

Point de rejet	Superficie (Ha)	C _r		I (mm)	Q _{ep} (l/s)	Q _{ep} (m ³ /s)
Rejet N°01	1.7	0.3	1	129.67	22.04	0.02204
Rejet N°02	18.3	0.5	1	129.67	1186.48	1.18648
Rejet N°03	6	0.6	1	129.67	466.81	0.46681
Rejet N°04	7	0.5	1	129.67	453.85	0.45385
Rejet N°05	26	0.6	1	129.67	2022.85	2.02285
Rejet N°06	7	0.5	1	129.67	363.08	0.36308
Rejet N°07	13	0.4	1	129.67	674.28	0.67428
Rejet N°08	16	0.6	1	129.67	1244.83	1.24483

3. Calcul du débit total déversé pour chaque point de rejets

Le débit de rejet total représente la totalité des eaux de rejet, il est défini par la relation :

$$Q_{\text{totale}} = Q_{\text{eu}} + Q_{\text{ep}}, \text{ l/s.}$$

Q_{eu} : Débit d'eau usée de pointe, l/s

Q_{ep} : Débit d'eau pluviale, l/s.

Les résultats de calculs sont donnés au tableau V.3.

Tableau V.3 calcul du débit total des sous bassin de Gouraya

N° du rejet	Q_{ep} (l/s)	Q_{eu} (l/s)	Q_{totale} (l/s)	Q_{totale} (m³/s)
Rejet N°1	22.04	0,51	22.55	0.02255
Rejet N°2	1186.48	14.61	1201.09	1.20109
Rejet N°3	466.81	7.59	473.41	0.47341
Rejet N°4	453.85	7.77	474.58	0.47458
Rejet N°5	2022.85	22.69	2045.54	2.04554
Rejet N°6	363.08	5.25	368.33	0.36833
Rejet N°7	674.28	10.48	684.76	0.68476
Rejet N°8	1244.83	15.32	1260.15	1.26015

Conclusion

Dans ce chapitre nous avons évalué les débits d'écoulement des eaux usées et pluviales. Pour le débit d'eau pluvial on utilise la méthode rationnelle, La méthode rationnelle permet actuellement une meilleure approche de calcul afin d'assurer un bon fonctionnement du réseau d'assainissement.

Etude de variante

Introduction

Après l'analyse et l'exploitation des différentes données et l'achèvement des levés topographiques, il a été constaté que le regroupement de la totalité des rejets ne peut être fonctionnel gravitairement.

En effet, la topographie du terrain offre des contrepentes importantes par rapport à la longueur du collecteur projeté et ne peut générer un système gravitaire jusqu'à la station d'épuration projetée.

L'élaboration sommaire des profils des collecteurs avec des pentes minimales entre les points de collecte des rejets et la station d'épuration donne des différences de niveau plus de 14m.

D'où on a décidé d'implanter des stations de relevage pour un aménagement fonctionnel et aussi des déversoirs d'orage pour assurer le bon fonctionnement de ces derniers.

1. Définition et élaboration des tracés des différents collecteurs

1.1. Critère du choix du tracé

Les tracés des différents collecteurs devront répondre aux critères de choix des tracés d'évacuation des eaux usées des différentes variantes à concevoir dans le but de leur réalisation. Ces critères, auxquels les tracés devront se soumettre sont :

- La topographie du terrain, qui devra privilégier l'écoulement gravitaire, afin d'éviter le recours au pompage, autant que possible, pour diminuer les dépenses d'énergie.
Notons que dans ce cas précis le recours aux pompes est nécessaire dans la mesure où les rejets sont situés en des points bas par rapport au site de la station d'épuration.
- Une prise en charge de tous les rejets d'eau usée, dans le but de les acheminer vers le site de la Station d'Épuration à projeter.
- L'accessibilité aux tracés à choisir devra être favorable à l'acheminement des matériaux nécessaires à la réalisation, d'une part, et à sa gestion après réalisation, d'autre part.

Ainsi les voies, routes, accès et piste sont à favoriser et les terrains privatif à éviter, autant que possible.

- Elaborer les tracés les plus courts afin d'avoir à économiser sur le coût global du projet.

- Eviter la multiplication des ouvrages coûteux ou fragiles (traversés de rivière, route, chemin de fer etc....).
- Le choix d'un tracé en bordure des routes et chemins présente un certain nombre d'avantages :
 - Travaux de terrassement et approvisionnement des tuyaux souvent moins onéreux.
 - Accès facile aux regards.

1.2. Calcul hydraulique (Méthode de calcul)

1.2.2. Cas gravitaire

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

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

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

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

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

On a les paramètres suivants :

- Périmètre mouillé (P) : c'est la longueur du périmètre de la conduite qui est en contact avec l'eau.
- Section mouillée (S) : c'est la section transversale de la conduite occupée par l'eau (m^2).
- Rayon hydraulique (R_h) : c'est le rapport entre la section mouillée et le périmètre mouillé. (m).
- Vitesse moyenne (v) : c'est le rapport entre le débit volumique (m^3/s) et la section mouillée (m^2).

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

- Le calcul hydraulique a été effectué en utilisant la formule universelle de Manning- Strickler :

$$Q = K \times R_h^{2/3} \times I^{1/2} \times S = V \times S \quad \dots\dots\dots(VI.1)$$

Avec :

K : Coefficient de rugosité.

S : Section du collecteur (m)

R_h : Rayon Hydraulique : Donné par le quotient de la surface mouillée (S) et du périmètre mouillé (P)

$$R_h = \frac{S_m}{P_m} \dots\dots\dots(VI.2)$$

R_h : Rayon hydraulique

I : Pente du Collecteur (m/m)

S_m : Surface mouillée : c'est la portion de la section occupée par le liquide.

P_m : Périmètre mouillé.

Avec la pente et le débit on tire de l'abaque 01 en annexe le diamètre normalisé, le débit à pleine section et la vitesse à pleine section. Ensuite on calcule les rapports :

$$- R_Q = \frac{Q}{Q_{ps}} \text{ rapport des débits} \quad \dots\dots\dots(VI.3)$$

$$- R_v = \frac{V}{V_{ps}} \text{ rapport des vitesses} \quad \dots\dots\dots(VI.4)$$

$$- R_h = \frac{h}{D} \text{ rapport des hauteurs} \quad \dots\dots\dots(VI.5)$$

Avec :

- Q : Débit véhiculé par la conduite circulaire. (m³/s)
- V : Vitesse d'écoulement de l'eau m/s.

- h : Hauteur de remplissage dans la conduite (m).
- Q_{ps} : Débit de pleine section (m³/s)
- V_{ps} : Vitesse à pleine section (m/s)
- D : Diamètre normalisé de la conduite (mm).

1.2.3. Cas de refoulement (calcul du diamètre le plus économique) :

- On propose des diamètres entre [160-1000]mm
- Hauteur manométrique totale :

La hauteur manométrique totale sera calculée de la manière suivante :

$$H_{mt} = H_g + \sum \Delta H \dots \dots \dots (VI.8)$$

H_g: différence de niveau entre le plan d'aspiration et le plan de refoulement (m);

H : la somme des pertes de charge linéaires et singulières (m).

- Les pertes de charge singulières sont estimées à 15% des pertes de charge linéaires :

$$H = 1,15 * H_l \dots \dots \dots (VI.9)$$

H_l : Pertes de charge linéaires (m).

- Les pertes de charge linéaire sont données par la formule universelle de Darcy-Weisbach donne :

$$\Delta H_l = J * L = \left\} \frac{L}{D} \frac{V^2}{2g} \dots \dots \dots (VI.10)$$

Ou bien tenant compte du débit

$$\Delta H_l = \frac{8 \} L}{\pi^2 D^5} \frac{Q^2}{g} \dots \dots \dots (VI.11)$$

J : gradient hydraulique en (m/m) ;

V: vitesse moyenne d'écoulement en (m/s) ;

D : diamètre de la conduite (m) ;

L : la longueur de la conduite (m) ;

g : l'accélération de la pesanteur 9,81 (m/s²) ;

: coefficient de frottement ;

- Le coefficient de frottement est donné par les formules :

De Nikuradsé } = $(1,14 - 0,86Ln \frac{V}{D})^{-2}$ (VI.12)

: La rugosité de la paroi de la conduite (mm) ;

- La puissance de pompage :

$$P = \frac{\dots * g * Q * Hmt}{\eta} \dots \dots \dots (VI.13)$$

Avec : η : rendement de la pompe en (%) ;

Q: débit refoulé par la pompe en (m³/s) ;

g: pesanteur 9.81 (m/s²).

- Energie consommée par la pompe :

$$E = P * t * 365 \dots \dots \dots (VI.14)$$

E : L'énergie consommée pendant une année (Kwh) ;

P : Puissance de pompage (Kw) ;

t : Temps de pompage par jour (h).

- Les dépenses annuelles de l'énergie sont le produit du prix unitaire du Kwh et de l'énergie consommée par année :

$$F_{\text{exploit}} = u * E \dots \dots \dots (VI.15)$$

F_{exploit} : Dépense annuelles d'énergie (DA) ;

E : Energie consommée par année (Kwh) ;

: Prix du Kwh, varie trois fois par jour (voir le tableau III -1)

Tableau VI.1 Variation journalière des tarifs de l'énergie.

Périodes	Horaires	Nombre d'heure	Prix du KWh d'énergie
		(H)	(DA)
Heures pleines	06h-18h	12	1,615
Heures de pointes	18h-21h	3	7,267
Heures creuses	21h-06h	9	0,853

Source : (sonelgaz)

En assainissement les pompes fonctionnent 24h/24h et on tire u avec la relation suivante :

$$u = \frac{1,615 * 12 + 0,853 * 9 + 7.267 * 3}{24} = 2.036 \text{ DA} \dots \dots \dots \text{ (VI-16)}$$

1.3. Proposition de variante

Sur la base de la définition et des critères de choix sus énumérés on propose deux variantes et après un calcul préliminaire on va choisir la plus économique, sachant que le côté technique doit être bien vérifié.

Et pour un calcul préliminaire on va proposer quelque diamètre, et avec les débits refoulé on calcul les différentes paramètres nécessaires pour estimer le coût de deux variantes afin de choisir la meilleure.

1.3.1. Description de variante une (01)

On va projeter un intercepteur le long du littoral afin de collecter tout les rejets de la ville de Gouraya .il contient des tronçons qui fonctionne gravitairement et d'autres en refoulement par l'intermédiaire des stations de relevage ; et on projette des déversoirs d'orage pour assurer le bon fonctionnement des stations de relevage et aussi du réseau d'assainissement comme présenté sur la figure VI.1.

- **Prise charge du Bassin de décantation existant N°01(rejet N°01)**

Un raccordement du collecteur existant N°01 en Ø 300 au premier Regard est effectué pour la prise en charge du rejet entrant au Bassin de décantation existant N°01.

Ce raccordement constitue le point de départ du collecteur principal CP01.

- **Prise charge des Bassins de décantation existants N°02 et N°03**

1 – Un raccordement du collecteur existant N°02 en Ø500 au collecteur principal projeté CP01 est effectué pour la prise en charge du rejet entrant au Bassin de décantation existant N°02.

Un collecteur est prolongé jusqu'au collecteur principal CP01 au niveau de regard pour la prise en charge du bassin de décantation N°03.

Ce raccordement est suivi d'un Déversoir d'Orage N°01 dont le rôle sera de permettre le rejet des eaux pluviales au niveau de la mer.

2 - Le collecteur principal CP01 est d'une longueur estimée à 997.21m.

- **Prise charge du Bassin de décantation existants N°04**

Un raccordement du collecteur existant N°04 au niveau de port en Ø500 au collecteur principal projeté CP1 est effectué pour la prise en charge du rejet entrant au Bassin de décantation existant N°04 afin de protéger le port contre la pollution.

- **Prise charge du Bassin de décantation existants N°05**

Un raccordement au collecteur principal projeté CP1 est effectué pour la prise en charge du rejet entrant au Bassin de décantation existant N°05.

- **Station de relevage STR1**

La première station de relevage STR1 est projetée pour relever les eaux usées par pompage jusqu'au Regard du collecteur principal CP02 sur une longueur de 292m.

- **Conduite de refoulement CR1**

A partir du puisard de la station de relevage STR1 les eaux usées sont refoulées vers le Regard du collecteur principal CP02, en PEHD, sur une longueur estimée à 292 m

Ce raccordement constitue le point de départ du collecteur secondaire CP02.

Le collecteur principal CP02 est prolongé jusqu'à l'entrée du déversoir d'Orage N°02 sur une longueur estimée à 600m.

Le déversoir N°02 est de type latéral.

- **Station de relevage STR2**

A proximité du bassin de décantation N°06 une station de relevage STR2 est projetée pour relever les eaux usées par pompage jusqu'au la station de relevage STR3 sur une longueur de 623.25m.

- **Conduite de refoulement CR2**

A partir du puisard de la station de relevage STR2 les eaux usées sont refoulées vers la station de relevage STR3, en PEHD, sur une longueur estimée à 623.25m.

- **Station de relevage STR3**

A proximité de bassin de décantation rejet N°07 une station de relevage STR3 est projetée pour relever les eaux usées par pompage jusqu'au Regard du collecteur principal CP03.

- **Conduite de refoulement CR3**

A partir du puisard de la station de relevage STR3 les eaux usées sont refoulées vers le Regard du collecteur principal CP03, 400 PEHD, sur une longueur estimée à 724 m

- **Station de relevage STR4**

A proximité du bassin de décantation N°08 une station de relevage STR4 est projetée pour relever les eaux usées par pompage jusqu'au Regard du collecteur principal CP03.

- **Conduite de refoulement CR4**

A partir du puisard de la station de relevage STR4 les eaux usées sont refoulées vers le Regard du collecteur principal CP03, en PEHD, sur une longueur estimée à 78 m

- **Arrivée au site de la STEP**

L'ensemble des eaux usées collectées au niveau des regards du collecteur principal CP03 sont acheminée vers le regard d'arrivée de la STEP projeté sur une longueur estimée à 316.77 m.

Comme la représente la figure VI.1.

Tableau VI.2 Calcul de la hauteur manométrique totale des stations de relevage projetées

Station	Départ	l'arrivé	θ	D (m)	V (m/s)		L (m)	j (m/m)	H (m)	Ht (m)	Hg (m)	Hmt (mce)
SR1	7.83	14.78	0.16	315	2.054	0.009905	292.000	0.0067627	1.975	2.271	6.950	9.221
SR2	2.88	5.17	0.175	400	1.393	0.009512	623.000	0.0023530	1.466	1.686	2.290	3.976
SR3	5.17	15.94	0.136	200	4.331	0.010723	724.000	0.0512631	37.115	42.682	10.770	53.452
SR4	3.8	15.94	0.046	200	1.465	0.010723	78.000	0.0058647	0.457	0.526	12.140	12.666

Le tableau suivant nous donne les prix d'exploitation de chaque station de pompage.

Tableau VI.3 Les frais d'exploitation des stations de pompes projetées

Station	P (kwatt)	E (KWh)	F _{explo} (DA)
SR1	17.65017	154615	314797.14
SR2	8.3237803	72916.315	148457.62
SR3	86.967191	761832.59	1551091.2
SR4	6.9703492	61060.259	124318.69

$$F_{\text{explo}} = 2.1386646 * 10^6 \text{ DA}$$

Les frais des conduites gravitaire (en béton)

Tableau VI.4 Les frais des conduites gravitaire

D (mm)	longueur	prix unitaire(DA)	prix total (DA)
300	158.78	4000	635120
500	215.68	5500	1186240
600	619.29	7000	4335030
800	82.18	9000	739620
1000	340.31	12000	4083720
1200	251.77	18000	4531860

Prix total =15511590 DA

Les frais des conduites de refoulement (en PEHD)

Tableau VI.5 frais des conduites de refoulement

Station	D (mm)	L (m)	Prix unitaire (DA)	Prix total (DA)*10 ⁶
SR1	315	292.000	4500	1.314
SR2	400	623.000	7500	4.6726
SR3	200	724.000	1800	1.3032
SR4	200	78.000	1800	0.1404

Prix total = 7430100 DA

D'où les frais totale de cette variante est de :

$$F_{\text{conduite}} + F_{\text{exploit}} = 22.941690 * 10^6 + 2.138664.6 * 10^6$$

Les frais totaux de la variante 2 $F_{\text{total}} = 25.0803546 * 10^6$ DA

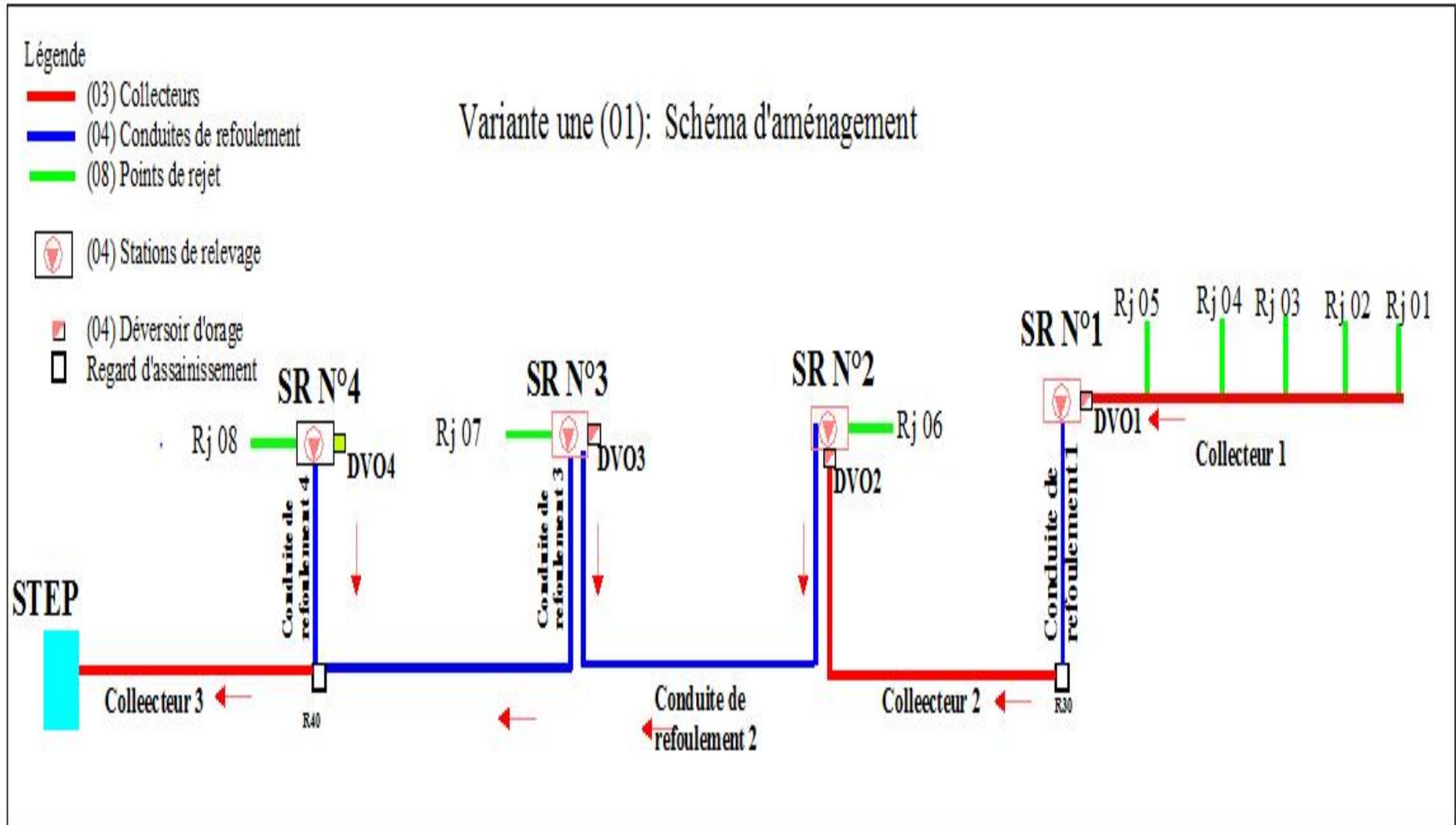


Figure VI.1 schéma d'aménagement variante une (01)

1.2.2. Description de variante Deux

La variante deux reprend le descriptif de la variante 01 avec des modifications.

Ces modifications concernent :

- **La conduite de refoulement CR2**

La conduite de refoulement à réaliser en PEHD pour un linéaire estimée à 1122 m jusqu'au regard du collecteur principal CP03.

D'où le débit de la station de relevage STR4 est acheminé directement vers le collecteur principal CP03 sans passé par la station de relevage STR4.

Comme la représente la figure VI.2.

Tableau VI.6 Calcul de la hauteur manométrique total des stations de relevage

Station	Départ	l'arrivé	ϕ	D (mm)	V (m/s)		L (m)	j (m/m)	H (m)	Ht (m)	Hg (m)	Hmt (mce)
SR1	7.83	14.78	0.16	315	2.054	0.009905	292.000	0.0067627	1.975	2.271	6.950	9.221
SR2	2.88	5.17	0.175	400	1.393	0.009512	623.000	0.0023530	1.466	1.686	2.290	3.976
SR3	5.17	15.94	0.136	200	4.331	0.010723	1122.000	0.0512631	57.517	66.145	10.770	76.915
SR4	3.8	15.94	0.046	200	1.465	0.010723	78.000	0.0058647	0.457	0.526	12.140	12.666

Le tableau suivant nous donne les prix d'exploitation de chaque station de pompage.

Tableau VI.7 frais d'exploitation des stations de relevage projetées

Station	P (kwatt)	E (KWh)	F _{explo} (DA)
SR1	17.65017	154615	314797.14
SR2	8.3237803	72916.315	148457.62
SR3	125.14228	1096246.4	2231957.7
SR4	6.9703492	61060.259	124318.69

$$F_{\text{explo}} = 2.8195311 * 10^6 \text{ DA}$$

Les frais des conduites gravitaire (en béton)

Tableau VI.8 frais des conduites gravitaire

D (mm)	longueur	prix unitaire(DA)	prix total (DA)
300	158.78	4000	635120
500	215.68	5500	1186240
600	619.29	7000	4335030
800	82.18	9000	739620
1000	340.31	12000	4083720
1200	251.77	18000	4531860

Prix total =15511590 DA

Les frais des conduites de refoulement (en PEHD)

Tableau VI.9 : frais des conduites de refoulement

Station	D (mm)	L (m)	Prix unitaire (DA)	Prix total (DA)*10 ⁶
SR1	315	292.000	4500	1.314
SR2	400	623.000	7500	4.6726
SR3	200	1122.000	1800	2.0196
SR4	200	78.000	1800	0.1404

Prix total = 8.1465 *10⁶ DA

D'où les frais totale de cette variante est de :

$$F_{\text{conduite}} + F_{\text{explo}} = 23.658090 * 10^6 + 2.8195311 * 10^6$$

Les frais totaux de la variante 2 **F_{total} =26.4776211*10⁶ DA**

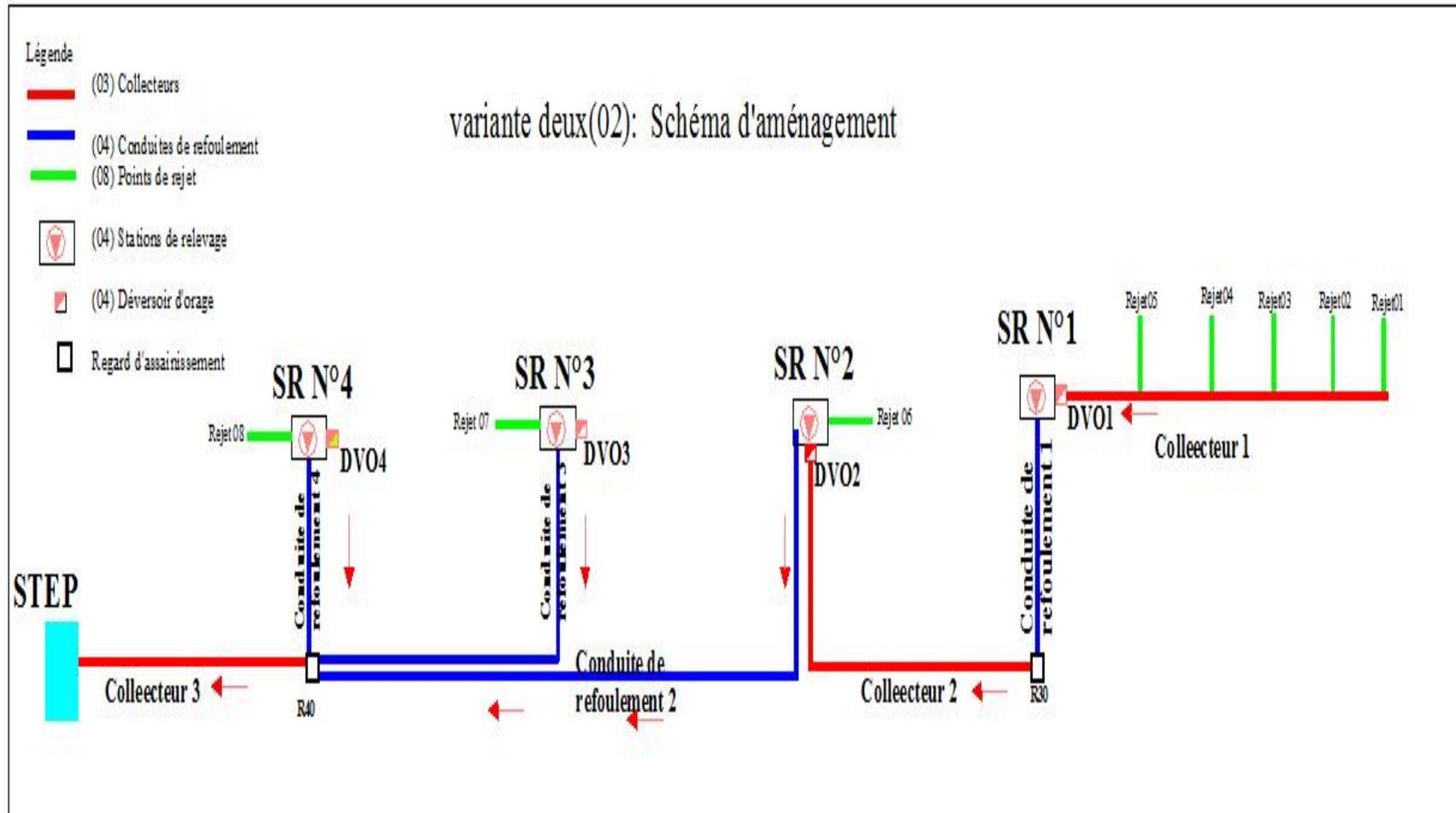


Figure VI.2 schéma d'aménagement variante deux (02)

1.2.3. Description de variante trois

La variante trois reprend aussi le même descriptif de la variante 01 avec des modifications.

Ces modifications concernent :

- **Conduite de refoulement CR2**

A partir du puisard de la station de relevage STR2 les eaux usées sont refoulées et raccordé en un point de raccordement RK1 sur une longueur estimé à 511.94m.

- **Conduite de refoulement CR3**

A partir du puisard de la station de relevage STR3 les eaux usées sont refoulées et raccordé avec la conduite de refoulement CR2 sur une longueur estimé à 114.42m.

- **Conduite de refoulement CR4**

A partir de raccordement PK 1 les eaux usées sont refoulées vers le regard du collecteur principal CP03 sur une longueur de 610m.

- **Conduite de refoulement CR5**

Une station de relevage STR4 est projetée pour relever les eaux usées par pompage jusqu'au Regard du collecteur principal CPIII3, en PEHD, sur une longueur estimée à 77.78m.

Comme la représente la figure VI.3.

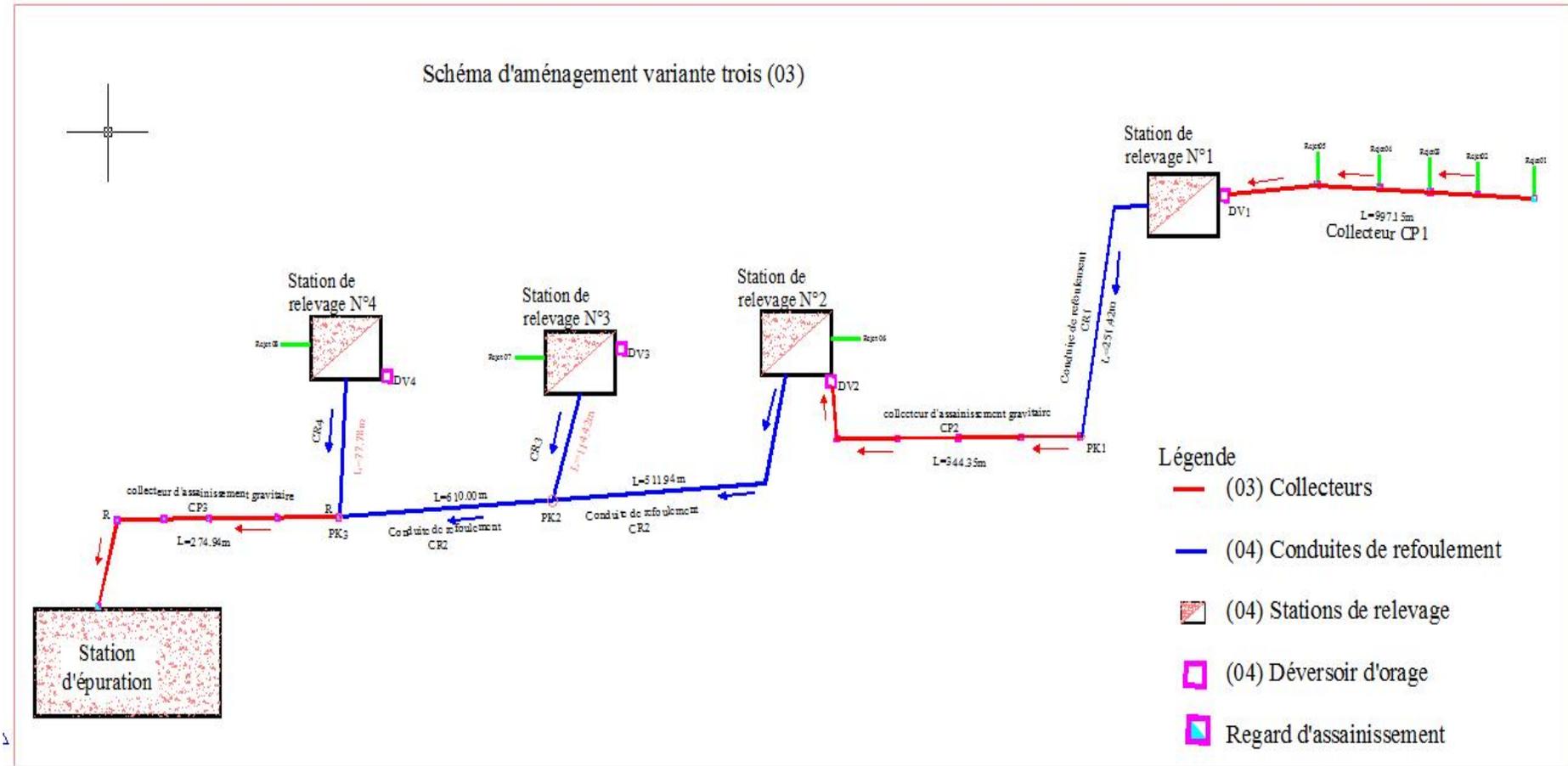


Figure VI.3 schéma d'aménagement variante trois (03)

1.2.4. Comparaison des variantes

L'évaluation économique des investissements et de l'énergie, effectuée sur la base des prix unitaires, montre que les coûts du système par variante sont répartis comme suit :

Tableau.VI.10 Comparaison économique des variantes (DA)

Désignation	Variante 1 (DA)	Variante 2 (DA)
Fourniture de tuyaux	2.1386646*10 ⁶	2.8195311 *10 ⁶
Energie d'exploitation	22.941690*10 ⁶	23.658090*10 ⁶
TOTAL	25.0803546*10 ⁶	26.4776211*10 ⁶

On remarque que la variante N°1 est de 25.0803546*10⁶ (DA) moins couteuse que la deuxième d'où elle est meilleur du point de vue économique, et techniquement on évite d'avoir une conduite de refoulement de 1122 m de longueur ;

On a éliminé la variante trois de côté technique car on évite les raccords des conduite en refoulement en assainissement.

Conclusion

D'après l'étude de trois variante possible pour notre projet ; on a pu choisir la variante qui contient plus de caractéristiques et qui sera dimensionner dans le chapitre qui se suit.

Calcul hydraulique

Introduction

L'étude hydraulique du collecteur est l'objectif de notre travail. Elle exige une précision dans les calculs. Le réseau a été dimensionné pour assurer l'écoulement de l'eau dans les conduites sans stagnation jusqu'à l'exutoire, et les canalisations et les autres ouvrages sont posés d'une manière à respecter les normes de fabrication.

1. Dimensionnement des collecteurs et ouvrages projetés

1.1. Description du schéma d'aménagement de la ville de Gouraya

Le collecteur d'assainissement projeté sera destiné au regroupement des rejets des eaux usées qui passera le long de la bande littorale, vers la première station de relevage. La longueur de ce collecteur est de 997.25 m (CP01).

Après la première station de relevage, la conduite de refoulement projetée (CR01) qui traversera le centre-ville sera raccordée à un autre collecteur d'assainissement gravitaire (CP02) et ira vers la deuxième station de relevage. La longueur de ce collecteur est de 348 m. La conduite de refoulement est d'une longueur de 292m.

Après la deuxième station de relevage, la conduite de refoulement projetée traversera le pont de l'Oued R'HA (CR02), et passera le long de la route nationale n°11 vers un point haut jusqu'à la troisième station de relevage sur un linéaire de 623 m.

La conduite de refoulement qui prend départ de la troisième station de relevage à une longueur de 724 m qui sera raccordée avec un autre collecteur d'assainissement gravitaire qui passera vers la station d'épuration. La longueur de ce collecteur est de 295m.

Une autre conduite de refoulement prend départ de la quatrième station de relevage jusqu'au collecteur gravitaire qui passera vers la station d'épuration. Cette conduite de refoulement est d'une longueur de 78 m. Les collecteurs prennent départ après déversement au niveau des déversoirs d'orage. Ainsi les conduites de refoulement après les stations de relevage.

Les collecteurs et les conduites de refoulements seront dimensionnés selon le schéma d'aménagement général représenté par la figure **VII.1**.

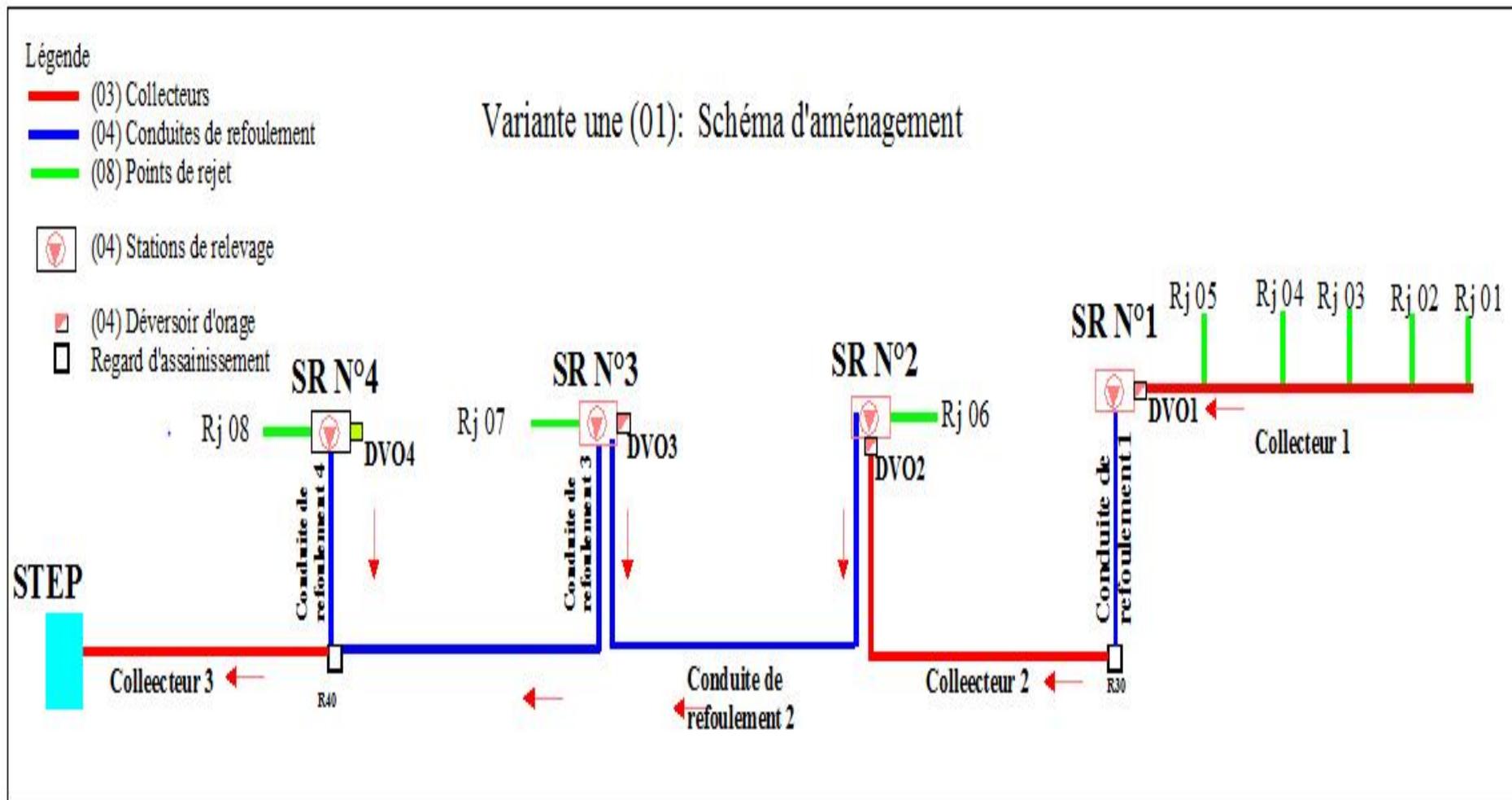


Figure VII.1 schéma d'aménagement du littoral de Gouraya

1.2. Conditions d'écoulement et de dimensionnement

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. Pour empêcher ce phénomène il faut avoir une vitesse d'écoulement qui satisfait les conditions suivantes :

- ❖ une vitesse minimale de 0.6m /s pour le (1/10) du débit de pleine section.
- ❖ une vitesse de 0.3m / s pour le (1/100) de ce même débit avec un diamètre minimal de 300mm.

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 conduisons à poser des limites supérieures aux pentes admissibles. Donc, il est déconseillé de dépasser des vitesses de l'ordre de (4 à 5) m / s à pleine section.

1.3. Mode et procédé de calcul

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

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

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

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

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

On a les paramètres suivants :

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

- Section mouillée (S) : c'est la section transversale de la conduite occupée par l'eau (m²).
- Rayon hydraulique (R_h) : c'est le rapport entre la section mouillée et le périmètre mouillé. (m).
- Vitesse moyenne (v) : c'est le rapport entre le débit volumique (m³/s) et la section mouillée (m²).

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

- Le calcul hydraulique a été effectué en utilisant la formule universelle de **Manning- Strickler** :

$$Q = K \times R_h^{2/3} \times I^{1/2} \times S = V \times S \dots\dots\dots(VII.1)$$

Avec :

K : Coefficient de rugosité

S : Section du collecteur (m)

R_h : Rayon Hydraulique : Donné par le quotient de la surface mouillée (S) et dupérimètre mouillé (P)

$$R_h = \frac{S_m}{P_m} \dots\dots\dots(VII.2)$$

R_h : Rayon hydraulique

I : Pente du Collecteur (m/m)

S_M : Surface mouillée : c'est la portion de la section occupée par le liquide.

P_M : Périmètre mouillé.

Avec la pente et le débit on tire de l'abaque 01 en annexe le diamètre normalisé, le débit à pleine section et la vitesse à pleine section. Ensuite on calcule les rapports :

- $R_Q = \frac{Q}{Q_{PS}}$.rapport des débitsVII.3

$$- R_v = \frac{V}{V_{ps}} \text{ . rapport des vitessesVII.4}$$

$$- R_h = \frac{h}{D} \text{ . rapport des hauteursVII.5}$$

Avec :

- Q : Débit véhiculé par la conduite circulaire. (m³/s)
- V : Vitesse d'écoulement de l'eau m/s.
- h : Hauteur de remplissage dans la conduite (m).
- Q_{ps} : Débit de pleine section (m³/s)
- V_{ps} : Vitesse à pleine section (m/s)
- D : Diamètre normalisé de la conduite (mm).

Afin d'assurer le bon fonctionnement du réseau, il faut tenir compte de certaines conditions telles que

- ✓ Evacuation des matières en suspension
- ✓ Aération des conduites.

Dans ce sens, le calcul hydraulique s'effectue en respectant lors de l'évacuation du débit maximum, les conditions suivantes :

- ✓ Le taux de remplissage n'excède pas une certaine valeur bien déterminée ;
- ✓ La vitesse d'écoulement devra être supérieure à la vitesse d'auto- curage.

➤ **Vitesse d'auto- curage**

Cette vitesse est déterminée afin de vérifier les conditions d'entraînement des particules en suspension dans les eaux chargées et éviter ainsi la formation de dépôt.

Pour un débit égal à 1/10 de débit à pleine section et une vitesse supérieure ou égale à 0.6m/s.

Pour le dimensionnement des collecteurs et différents ouvrages projetés on a divisé le système en deux tranches :

a) Tranche N°1

- Collecteur CP1.
- Déversoir d'orage (DVO1)
- Station de relevage (SR1)
- Conduite de refoulement

b) Tranche N°2

- Déversoir d'orage (DVO2)
- Station de relevage (SR2).
- Conduite de refoulement CR2
- Déversoir d'orage DVO3
- Station de relevage (SR3)
- Conduite de refoulement CR3
- Déversoir d'orage DVO4.
- Station de relevage (SR4)
- Conduite de refoulement CR4.
- Collecteur CP3.

A l'entrée des stations de relevage, la dilution sera de trois fois (03), ceci pour éviter tout sous dimensionnement qui peut rendre le système inopérant par rapport au développement des agglomérations dans les 30 années à venir.

1.4. Dimensionnement de la tranche N°01**1.4.1. Dimensionnement de collecteurs CP1**

Le collecteur CP1 prend départ de rejet de la protection civile, et qui prend en charge les rejets Rj01, Rj02, Rj03, Rj04 et Rj05 de centre-ville jusqu'à l'abri de pêche (port).

Les diamètres, débit plein section et la hauteur de remplissage sont reportés sur le tableau.

Tableau VII.1 Calcul et dimensionnement de collecteur CP1.

Dimensionnement du collecteur principale CP1													
Tronçon	Longueur (M)	Pente (m/m)	Débit (l/s)	D_{calculé} (mm)	D_{normalisé} (mm)	Q_{ps} (l/s)	V_{ps}	R_q	R_v	R_h	H (m)	V (m/s)	1/100V (m/s)
R1--R2	21,52	0,080	22,55	107,23	300	273,51	3,87	0,08	0,25	0,060	0,018	1,0	2,13
R2--R3	17,43	0,100	22,55	102,84	300	305,79	4,33	0,07	0,41	0,105	0,032	1,8	2,38
R3-R4	30,97	0,045	22,55	119,45	300	205,13	2,90	0,11	0,51	0,150	0,045	1,5	1,60
R4--R5	40	0,010	22,55	158,36	500	377,60	1,92	0,06	0,64	0,230	0,115	1,2	1,06
R5--R6	48,86	0,010	22,55	158,36	500	377,60	1,92	0,06	0,64	0,230	0,115	1,2	1,06
R6--R7	42,78	0,010	22,55	158,36	500	377,60	1,92	0,06	0,64	0,230	0,115	1,2	1,06
R7--R8	31,56	0,010	22,55	158,36	500	377,60	1,92	0,06	0,64	0,230	0,115	1,2	1,06
R8--R9	40,19	0,010	22,55	158,36	500	377,60	1,92	0,06	0,64	0,230	0,115	1,2	1,06
R9--R10	40,05	0,030	22,55	128,88	500	654,01	3,33	0,03	0,79	0,320	0,160	2,6	1,83
R10--R11	40,87	0,030	22,55	128,88	500	654,01	3,33	0,03	0,79	0,320	0,160	2,6	1,83
R11--R12	20,23	0,010	22,55	158,36	500	377,60	1,92	0,06	0,77	0,310	0,155	1,5	1,06

R12--R13	45,67	0,010	1223,64	710,47	800	1322,35	2,63	0,93	0,80	0,330	0,264	2,1	1,45
R13--R14	34,51	0,010	1223,64	710,47	800	1322,35	2,63	0,93	0,80	0,330	0,264	2,1	1,45
R14--R15	40,35	0,010	1697,05	803,22	1000	2397,58	3,05	0,71	0,86	0,370	0,370	2,6	1,68
R15--R16	42,6	0,010	1697,05	803,22	1000	2397,58	3,05	0,71	0,86	0,370	0,370	2,6	1,68
R16--R17	28,13	0,010	1697,05	803,22	1000	2397,58	3,05	0,71	0,86	0,370	0,370	2,6	1,68
R17--R18	46,51	0,010	2171,63	878,95	1000	2397,58	3,05	0,91	0,89	0,390	0,390	2,7	1,68
R18--R19	49,78	0,010	2171,63	878,95	1000	2397,58	3,05	0,91	0,89	0,390	0,390	2,7	1,68
R19--R20	40,13	0,010	2171,63	878,95	1000	2397,58	3,05	0,91	0,89	0,390	0,390	2,7	1,68
R20--R21	43,3	0,010	2171,63	878,95	1000	2397,58	3,05	0,91	0,89	0,390	0,390	2,7	1,68
R21--R22	40,01	0,010	4217,17	1128,63	1200	4259,90	3,45	0,99	0,92	0,420	0,504	3,2	1,90
R22--R23	40	0,008	4217,17	1176,85	1200	4389,57	3,08	0,96	1,015	0,52	0,624	3,1	1,70
R23--R24	49,13	0,008	4217,17	1176,85	1200	4389,57	3,08	0,96	1,015	0,52	0,624	3,1	1,70
R24--R25	46,68	0,008	4217,17	1176,85	1200	4389,57	3,08	0,96	1,015	0,52	0,624	3,1	1,70
R25--R26	40,3	0,008	4217,17	1176,85	1200	4389,57	3,08	0,96	1,015	0,52	0,624	3,1	1,70
R26— DVO1	35,65	0,008	4217,17	1176,85	1200	4389,57	3,08	0,96	1,015	0,52	0,624	3,1	1,70

1.4.2. Déversoir d'orage

Le déversoir d'orage est un ouvrage de contrôle permettant le rejet direct d'une partie des effluents au milieu naturel lorsque le débit à l'amont dépasse une certaine valeur. Les déversoirs d'orage sont généralement installés sur les réseaux unitaires dans le but de limiter les apports au réseau aval et en particulier dans la station d'épuration en cas de pluie.

Type de déversoir d'orage

Le choix du type de déversoir dépend de la topographie du milieu à savoir : la pente et l'emplacement de la station de relevage, mais aussi le régime d'écoulement et le niveau d'eau de l'émissaire.

Dans notre projet, on optera pour le déversoir d'orage de type frontal, car notre terrain est caractérisé par une faible pente par rapport à la position de la station de relevage, ce genre de déversoir d'orage présente une facilité d'entretien et d'exploitation.

Le déversoir d'orage sera placé en amont de la station de relevage.

Dimensionnement du déversoir 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.

Paramètres de calcul du débit critique

➤ Temps de concentration (t_c)

Le temps de concentration est le temps écoulé entre le début d'une précipitation et l'atteinte du débit maximal à l'exutoire du bassin versant.

Il correspond au temps nécessaire pour permettre à l'eau de ruisseler du point le plus éloigné du bassin versant jusqu'à l'exutoire.

Il se compose de trois (03) temps :

- a) Du temps (t_1) mis par l'eau pour s'écouler dans les canalisations :

$$t_1 = \frac{L}{60 \times V} \text{ (min)} \quad \dots\dots\dots \text{VII.6}$$

Avec :

L: Parcours amont en égout (m).

v : Vitesse d'écoulement en pleine section (m/s).

b) Du temps (t_2) mis par l'eau pour atteindre le premier ouvrage d'engouffrement :

Ce temps varie de 2 à 20 minutes.

c) Du temps (t_3) de ruissellement dans un bassin ne comportant pas de canalisation autrement dit le parcours superficiel du bassin :

$$t_3 = \frac{L}{11 \times \sqrt{I}} \dots\dots\dots \text{VII.7}$$

Avec :

L : Longueur d'écoulement.

I : Pente considérée (m / m)

Dans notre cas de figure le bassin est urbanisé et comporte une canalisation donc le temps de concentration est donné par la formule :

$$t_c = t_1 + t_2 \dots\dots\dots \text{VII.8}$$

D'où : $\left\{ \begin{array}{l} t_1 = (997.25)/(60 \times 2.26) = 7.35 \text{ min.} \\ t_2 = 10 \text{ min.} \end{array} \right.$ $\Rightarrow t_1 = 7.35 \text{ min.}$

Alors : $t_c = 7.35 + 10 = 17.35 \text{ min}$ $\Rightarrow t_c = 17.35 \text{ min}$

➤ **Coefficient de retardement (z)**

Lorsque le temps d'écoulement calculé croit, la fréquence de déversement, la quantité déversée, et par conséquent généralement, la charge polluante déchargée par les déversoirs de pluie, diminuent. La diminution peut être prise en considération dans le dimensionnement des déversoirs de pluie au moyen du coefficient de retardement (z) donné par la formule :

$$Z = \left(1 - \frac{t_c}{100}\right)$$

Donc $z = (1 - 17.35/100) = 0,83$

Z = 0,83

➤ **Calcul du débit critique (Q_{cr})**

On détermine le débit critique par la formule

$$Q_{cr} = Q_t * Z$$

D'où $Q_{cr} = 4217,17 \times 0,83 = 3500.25 \text{ l/s.}$

$Q_{cr} = 3500.25 \text{ l/s}$

➤ **Calcul du débit déversé (Q_{dev})**

Le débit déversé est le reste de la soustraction du débit retenu (allant vers la station de relevage) du débit critique calculé précédemment.

Car le débit critique se compose :

- Du débit déversé : Q_{dev}
- Du débit allant vers la station de relevage : Q_{sr}

$$Q_{cr} = Q_{dev} + Q_{sr}$$

$$D'où Q_{dev} = Q_{cr} - Q_{sr}$$

Calcul du débit de la station de relevage

En tenant compte de la dilution

$$Q_{sr} = Q_{pte} * 3$$

$$Q_{sr} = 53.17 * 3 = 159.51 \text{ l/s}$$

$$Q_{dev} = 3500.25 - 159.51 = 3340.74 \text{ l/s}$$

✚ **La Conduite d'amené**

Q_{Total}	Diamètre (mm)	Pente (%)	Q_{ps} (l/s)	V_{ps} (m/s)	V (m/s)	R_h	H (mm)
4217,17	1200	0,8	4389,57	3,08	3,50	0,78	936

✚ **Conduite de départ**

Q_{projet}	Diamètre (mm)	Pente (%)	Q_{ps} (l/s)	V_{ps} (m/s)	V (m/s)	R_h	H (mm)
159.51	500	1,00	377,73	1,92	1,90	0,488	244

Conduite de décharge

Q_{Total}	Diamètre (mm)	Pente (%)	Q_{ps}(l/s)	V_{ps} (m/s)	V (m/s)	R_h	H (mm)
4057.66	1200	1,0	4259,90	3,45	3,80	0,680	816

➤ **Calcul de la hauteur déversante**

$$H_{dév} = H_e - H_{sr}$$

$$H_e = 936 \text{ mm et } H_{sr} = 244 \text{ mm}$$

NB :

On pose la conduite de départ à une hauteur de 500 mm afin d'assurer le bon fonctionnement du déversoir

$$H_{dév} = 936 - 244 = 692 \text{ mm}$$

$$H_{dév} = 0.692 \text{ m}$$

➤ **calcul de la longueur du déversoir (L)**

La longueur du déversoir est calculée par la formule.

$$L = \frac{Q_{dev}}{\mu \times H_{dev} \times \sqrt{2gH_{dev}}} \text{ (m)} \quad \dots\dots\dots \text{VII.9}$$

Avec μ : coefficient de débit $\mu = 0,45$.

$$\text{Donc : } L = \frac{3.34074}{0,45 \times 0,70 \times \sqrt{2 \times 9,81 \times 0,70}} = 2.86 \text{ m.}$$

On prend : $L = 2.86 \text{ m}$.

Donc on prend $L = 3 \text{ m}$

1.4.3. Station de relevage SR1

Pour ne pas pénaliser les équipements de la station de relevage, cette dernière sera équipée de deux pompes qui fonctionneront en même temps ou par intermittence pour un débit total de 159.5 l/s représentant un horizon au-delà de 2045. Ce dispositif permettra de faire fonctionner les pompes par rapport au niveau de remplissage du puisard.

Niveau 1 : une seule pompe.

Niveau 2 : deux pompes.

Q entrant= 159.5 l/s : le débit de la station de relevage SR1

➤ **Dimensionnement du puisard**

Le débit d'arrivé Q = 0.15951 m³/s

Q : est le débit de pointe dilué en 2 fois

Soit un temps t = 10 min pour remplir le puisard

Le volume du puisard $V = 0.15951 \times 10 \times 60 = 95.706 \text{ m}^3$

On prend $V = 96 \text{ m}^3$

Notre puisard a une forme cubique donc on a $V = L \times B \times H$

Avec : L : longueur du puisard = 6,5 m

B : largeur du puisard = 6 m

H : hauteur d'eau dans le puisard

$$\text{Donc } H = \frac{V}{L \times B} = \frac{96}{6.5 \times 6} = 2.46 \text{ m} \Rightarrow H = 2.46 \text{ m}$$

➤ **La conduite de refoulement (tronçon SR01-collecteur CP2)**

- Calcul du diamètre économique

On a : Q = 0.15951 m³/s

On propose des diamètres entre [160-1000] mm

➤ **Détermination de la charge calculée de la station de relevage**

$$\text{Hmt} = \text{Hg} + H \dots \dots \dots \text{ (VI-12)}$$

- ✓ H : Perte de charge

$$\text{Hg} = h_2 - h_1$$

h_1 : La cote de niveau min du puisard = 7.83 m

h_2 : La CTN du point le plus élevé = 14.78 m

$$\text{Hg} = 14.78 - 7.83 = 6.95 \text{ m}$$

➤ Calcul de perte de charge

$$\Delta H_{ref} = \Delta H_{sing} + \Delta H_{linéaire} \dots\dots\dots(VII.13)$$

ΔH_{sing} : pertes de charge singulière elles représentent 15% des pertes de charge linéaire.

$$\Delta H_{linéaire} = \frac{16 \times L_{ref} \times \lambda \times Q^2}{2 \times g \times \pi^2 \times D^5}$$

Avec : $\lambda = [1,14 - 0,86 \times \ln(\frac{D}{\epsilon})]^{-2} \dots\dots\dots(VII.14)$

$L = 292 \text{ m}$

$Q = 0.1595 \text{ m}^3/\text{s}$

$\epsilon = 0.01$

$\Rightarrow \Sigma \Delta H_{ref} = 1.15 \times \Delta H_{linéaire}$

Les résultats sont représentés sur tableau **VII.2**

Tableau VII.2 Détermination de la charge calculée (H_{mt}) de la station de relevage SR1.

D	V		L	j	H	Ht	Hg	Hmt
(mm)	(m/s)		(m)	(m/m)	(m)	(mce)	(m)	(mce)
160	7.9120223	0.01116	292.00	0.22259	64.996	74.746	8.920	83.666
200	5.0636943	0.01072	292.00	0.07007	20.460	23.529	8.920	32.449
315	2.0412978	0.00991	292.00	0.00668	1.950	2.243	8.920	11.163
400	1.2659236	0.00951	292.00	0.00194	0.567	0.652	8.920	9.572
450	1.0002359	0.00933	292.00	0.00106	0.309	0.355	8.920	9.275
500	0.8101911	0.00917	292.00	0.00061	0.179	0.206	8.920	9.126
630	0.5103244	0.00883	292.00	0.00019	0.054	0.062	8.920	8.982
800	0.3164809	0.00850	292.00	0.00005	0.016	0.018	8.920	8.938
1000	0.2025478	0.00820	292.00	0.00002	0.005	0.006	8.920	8.926

Les frais d'exploitation de la première station de relevage sont représentés dans le tableau **VII.3**

Tableau VII.3 Calcul de frais d'exploitation de la station de relevage SR1.

D (mm)	P (kw)	E 10⁶(KWh)	F_{explo} 10⁶(DA)
160	159.15	1.39413314	2.83845507
200	61.72	0.54070056	1.10086633
315	21.23	0.18600397	0.37870408
400	18.21	0.15950387	0.32474987
450	17.64	0.15454904	0.31466185
500	17.36	0.15206688	0.30960816
630	17.09	0.14967569	0.30473971
800	17.00	0.14893840	0.30323859
1000	16.98	0.14873103	0.30281638

Et de même les frais d'amortissements sont récapitulés dans le tableau **VII.4**.

Tableau VII.4 Calcul des frais d'amortissement du tronçon SP1-collecteur CP2.

D (mm)	Prix de ml (DA)	L (m)	Prix(DA) 10⁶	Famort 10⁶(DA)
160	1200	292	0.350 400	0.0311856
200	1800	292	0.525600	0.0467784
315	4500	292	1.314000	0.116946
400	7500	292	2.190000	0.194910
450	9000	292	2.628000	0.233892
500	9750	292	2.847000	0.253383
630	11500	292	3.358000	0.298862
800	13500	292	3.942000	0.350838
1000	16000	292	4.672000	0.415808

Le tableau suivant résume les deux tableaux au-dessus :

Tableau VII.5 Bilan des frais d'exploitation et d'investissement du tronçon SP1-collecteur CP2.

D (mm)	F _{explo} 10 ⁶ (DA)	F _{amort} 10 ⁶ (DA)	Bilan *10 ⁶
160	2.838	0.03119	2.870
200	1.101	0.04678	1.148
315	0.3787	0.1169	0.4957
400	0.3247	0.1949	0.5197
450	0.3147	0.2339	0.5486
500	0.3096	0.2534	0.5630
630	0.3047	0.2989	0.6036
800	0.3032	0.3508	0.6541
1000	0.3028	0.4158	0.7186

On représente le tableau précédent graphiquement sur figure VII.3.

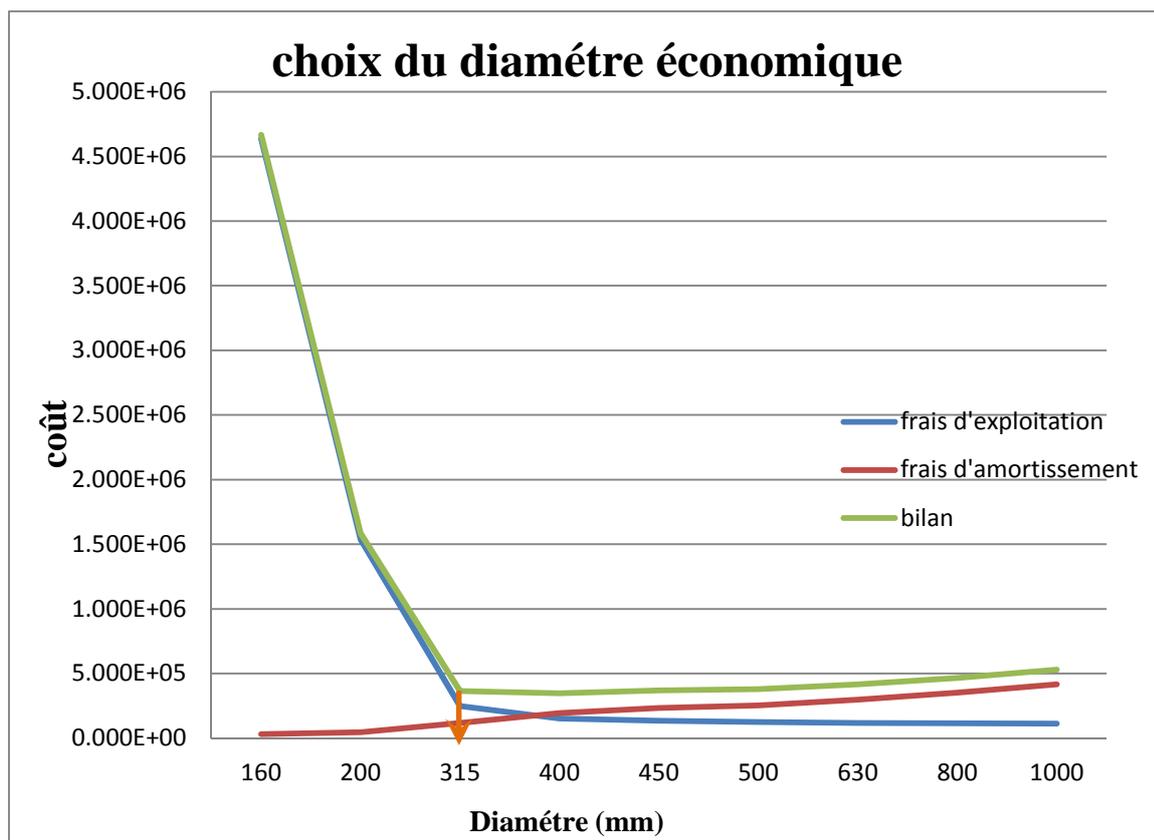


Figure VII.03 Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation (tronçon SP1 – CP2).

Nous remarquons que le diamètre économique du tronçon de refoulement (SP1 – CP1) est : $D = 315$ mm avec une vitesse d'écoulement de $V = 2.04$ m/s.

Les pompes de la station de relevage projetée doivent avoir une HMT minimale de 11.163 m et un débit de 159.51 l/s. la station sera doté de deux pompes qui auront les mêmes caractéristiques avec un fonctionnement d'une seule pompe et la deuxième sera une pompe de secours.

1.4.4. Choix de la pompe

➤ Calcul de la puissance de la pompe

La puissance absorbée par la pompe, c'est-à-dire la puissance nécessaire pour son entraînement mécanique s'exprime par la relation :

$$P_{ab} = \frac{9,81 \times Q \times H}{\rho} \dots\dots\dots(VII.15)$$

Avec :

P_{ab} : la puissance exprimée en (kw)

Q : débit exprimé en (m³/s)

H : HMT exprimé en (m)

: rendement de la pompe

Pour un rendement optimale des pompes de 80% la puissance est de :

$$P_{ab} = \frac{9,81 \times 0,159 \times 11,16}{0,8} = 25,35 \text{ Kw}$$

Donc la puissance de la pompe $P_{ab} = 25,35 \text{ kw}$

➤ Calcul de la puissance du moteur

La puissance fournie par le moteur est déterminée à base de la puissance absorbée par la pompe.

Toutefois, pour prévenir certains imprévus d'exploitation, il sera prudent de majorer la puissance absorbée par la pompe des quantités suivantes :

- 30% pour une puissance absorbée de moins de 4 kw
- 20% pour une puissance absorbée comprise entre 4 et 20 kw
- 10% pour une puissance absorbée supérieur de 20 kw

Pratiquement, la puissance du moteur à commander au constructeur sera celle résultant de la puissance absorbée calculée pour la pompe, majorée comme il vient d'être indiqué.

La puissance du moteur $P = 1,1 \times 18.15 = 21.78\text{kw}$ donc On prend : $P = 22\text{kw}$

Donc les caractéristiques des pompes :

Débit de refoulement (l/s)	159.51
Nombre de pompe	02
Débit de chaque pompe (l/s)	160
Diamètre de refoulement (mm)	315
Type de pompe	Submersible
Hauteur manométrique Hmt (m)	20

1.4.5. Dimensionnement de collecteurs CP2.

Le collecteur CP2 prend départ de rejet de la station de relevage SR1, et qui prend en charge les rejets du centre-ville jusqu'à la station de relevage SR2.

Les résultats sont représentés sur le tableau **VII.6**

Tableau VII.6 Dimensionnement de collecteurs CP2.

Tronçon	Long (M)	Pente (m/m)	Débit (l/s)	D calculé (mm)	D normalisé (mm)	Qps (l/s)	Vps (m/s)	Rq	Rv	Rh	H (m)	V (m/s)
R30-R31	40,18	0,020	159,51	334	600	868,34	3,07	0,18	0,71	0,265	0,159	2,2
R31-R32	39,81	0,020	159,51	334	600	868,34	3,07	0,18	0,71	0,265	0,159	2,2
R32-R33	40,32	0,020	159,51	334	600	868,34	3,07	0,18	0,71	0,265	0,159	2,2
R33-R34	39,83	0,020	159,51	334	600	868,34	3,07	0,18	0,71	0,265	0,159	2,2
R34-R35	39,72	0,020	159,51	334	600	868,34	3,07	0,18	0,71	0,265	0,159	2,2
R35-R36	40,43	0,020	159,51	334	600	868,34	3,07	0,18	0,71	0,265	0,159	2,2
R36-R37	41,23	0,020	159,51	334	600	868,34	3,07	0,18	0,71	0,265	0,159	2,2
R37-R38	12,82	0,020	159,51	334	600	868,34	3,07	0,18	0,71	0,265	0,159	2,2
R38-R39	51,65	0,020	159,51	334	600	868,34	3,07	0,18	0,71	0,265	0,159	2,2
R39-DO2	2,00	0,010	527,84	544	800	1322,35	2,63	0,40	0,90	0,400	0,320	2,4

1.5. Dimensionnement de la tranche N°2

1.5.1. Déversoir d'orage DO2

➤ Temps de concentration (t_c)

Le temps de concentration est le temps écoulé entre le début d'une précipitation et l'atteinte du débit maximal à l'exutoire du bassin versant.

Il correspond au temps nécessaire pour permettre à l'eau de ruisseler du point le plus éloigné du bassin versant jusqu'à l'exutoire.

Il se compose de trois (03) temps :

d) Du temps (t_1) mis par l'eau pour s'écouler dans les canalisations :

$$t_1 = \frac{L}{60 \times v} \text{ (min)}$$

Avec :

L: Parcours amont en égout (m).

v : vitesse d'écoulement en pleine section (m/s).

e) Du temps t_2 mis par l'eau pour atteindre le premier ouvrage d'engouffrement :

Ce temps varie de 2 à 20 minutes.

f) Du temps t_3 de ruissellement dans un bassin ne comportant pas de canalisation autrement dit le parcours superficiel du bassin :

$$t_3 = \frac{L}{11 \times \sqrt{I}}$$

Avec :

L : Longueur d'écoulement.

I : Pente considérée (m / m)

Dans notre cas de figure le bassin est urbanisé et comporte une canalisation donc le temps de concentration est donné par la formule

$$t_c = t_1 + t_2$$

$$\text{D'où : } \begin{cases} t_1 = (640)/(60 \times 2.14) = 5 \text{ min.} \\ t_2 = 10 \text{ min.} \end{cases} \quad \Longrightarrow \quad t_1 = 5 \text{ min.}$$

$$\text{Alors : } t_c = 5 + 10 = 15 \text{ min} \quad \Longrightarrow \quad t_c = 15 \text{ min}$$

➤ **Coefficient de retardement (z)**

Lorsque le temps d'écoulement calculé croît, la fréquence de déversement, la quantité déversée, et par conséquent généralement, la charge polluante déchargée par les déversoirs de pluie, diminuent. La diminution peut être prise en considération dans le dimensionnement des déversoirs de pluie au moyen du coefficient de retardement (z) donné par la formule III-7.

$$Z = \left(1 - \frac{tc}{100^n}\right)$$

Donc $z = (1 - 15/100) = 0,85$

Z = 0,85

➤ **Calcul du débit critique (Q_{cr})**

On détermine le débit critique par la formule

$$Q_{cr} = Q_t * Z$$

D'où $Q_{cr} = 527.84 \times 0,85 = 448.664 \text{ l/s}$.

Q_{cr} = 448.664 l/s

➤ **Calcul du débit déversé (Q_{dev})**

Le débit déversé est le reste de la soustraction du débit retenu (allant vers la station de relevage) du débit critique calculé précédemment.

Car le débit critique se compose :

- Du débit déversé : **Q_{dev}**
- Du débit allant vers la station de relevage : **Q_{sr}**

$$Q_{cr} = Q_{dev} + Q_{sr}$$

D'où $Q_{dev} = Q_{cr} - Q_{sr}$

Calcul du débit de la station de relevage

En tenant compte de la dilution

$$Q_{sr} = Q_{pte} * 3$$

$$Q_{sr} = 58.42 * 3 = 175.26 \text{ l/s}$$

$$Q_{dev} = 448.664 - 175.26 = 273.404 \text{ l/s}$$

✚ **Conduite d'arrivée**

Q_{Total}	Diamètre (mm)	Pente (%)	$Q_{ps}(l/s)$	V_{ps} (m/s)	V (m/s)	R_h	H (mm)
527.84	800	1.0	1322,35	2,63	2,40	0,430	662

✚ **Conduite de départ**

Q_{Total}	Diamètre (mm)	Pente (%)	$Q_{ps}(l/s)$	V_{ps} (m/s)	V (m/s)	R_h	H (mm)
175.26	500	1,0	377,60	1,92	1,90	0,50	250

✚ **Conduite de décharge**

Q_{projet}	Diamètre (mm)	Pente (%)	$Q_{ps}(l/s)$	V_{ps} (m/s)	V (m/s)	R_h	H (mm)
273.404	600	1,00	614,01	1,92	2,17	0,46	276

➤ **Calcul de la hauteur déversante**

$$H_{dév} = H_e - H_{sr}$$

$$H_{dév} = 662 - 250 = 412 \text{ mm}$$

$$H_{dév} = 0.412 \text{ m on prend } H_{dév} = 0.60 \text{ m}$$

NB:

On pose la conduite de départ à une hauteur de 500 mm afin d'assurer le bon fonctionnement du déversoir

Calcul de longueur du déversoir (L)

La longueur du déversoir est calculée par la formule.

$$L = \frac{Q_{dev}}{\mu \times H_{dev} \times \sqrt{2gH_{dev}}} \text{ (m)}$$

Avec μ : coefficient de débit (contraction) $\mu = 0,45$.

$$\text{Donc : } L = \frac{0.273}{0,45 \times 0,15 \times \sqrt{2 \times 9,81 \times 0,15}} = 2.36 \text{ m.}$$

On prend : $L = 2.36 \text{ m.}$

Donc on prend $L = 2.5 \text{ m}$

1.5.2. Station de relevage SR2

Pour ne pas pénaliser les équipements de la station de relevage, cette dernière sera équipée de deux (02) pompes qui fonctionneront en même temps ou par intermittence pour un débit total de 175 l/s représentant un horizon au-delà de 2045. Ce dispositif permettra de faire fonctionner les pompes par rapport au niveau de remplissage du puisard.

Niveau 1 : une seule pompe.

Niveau 2 : deux pompes.

Q entrant = 175 l/s : le débit de la station de relevage SR2

➤ Dimensionnement du puisard

Le débit d'arrivé $Q = 0.175 \text{ m}^3/\text{s}$

Q : est le débit de pointe dilué en 2 fois

Soit un temps $t = 10 \text{ min}$ pour remplir le puisard

Le volume du puisard $V = 0.175 \times 10 \times 60 = 105 \text{ m}^3$

On prend $V = 105 \text{ m}^3$

Notre puisard a une forme cubique donc on a $V = L \times B \times H$

Avec : L : longueur du puisard = 6,5 m

B : largeur du puisard = 6 m

H : hauteur d'eau dans le puisard

$$\text{Donc } H = \frac{V}{L \times B} = \frac{105}{6.5 \times 6} = 2.69 \text{ m} \Rightarrow H = 2.69 \text{ m}$$

➤ La conduite de refoulement (SR 2-SR 3)

Le point du départ est de 2.88 m, et celui d'arrivée est de 5.17 m, de cette station on a refoulé un débit de 0.175 (m³/s)

$$H_g = h_2 - h_1$$

h_1 : La cote de niveau min du puisard = 2.88 m

h_2 : La CTN du point le plus élevé = 5.17 m

$$H_g = 5.17 - 2.88 = 2.290\text{m} \Rightarrow H_g = 2.29\text{m}$$

✓ H_g : Hauteur géométrique

On a : $Q = 0.175 \text{ m}^3/\text{s}$

On propose des diamètres entre [160-1000]mm

Les résultats dans le tableau **VII.4** sont à base des formules cités précédemment.

Tableau VII.7 Détermination de la charge calculée (H_{mt}) de la station de relevage SR2.

D	V		L	j	H	Ht	Hg	Hmt
(mm)	(m/s)		(m)	(m/m)	(m)	(mce)	(m)	(mce)
160	8.7082006	0.01116	623.00	0.26964	167.987	193.185	2.290	195.475
200	5.5732484	0.01072	623.00	0.08488	52.880	60.812	2.290	63.102
315	2.2467114	0.00991	623.00	0.00809	5.040	5.796	2.290	8.086
400	1.3933121	0.00951	623.00	0.00235	1.466	1.686	2.290	3.976
450	1.1008886	0.00933	623.00	0.00128	0.798	0.917	2.290	3.207
500	0.8917197	0.00917	623.00	0.00074	0.463	0.532	2.290	2.822
630	0.5616778	0.00883	623.00	0.00023	0.140	0.161	2.290	2.451
800	0.348328	0.00850	623.00	0.00007	0.041	0.047	2.290	2.337
1000	0.2229299	0.00820	623.00	0.00002	0.013	0.015	2.290	2.305

Les frais d'exploitation de la première station de pompage sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau VII.8 Calcul de frais d'exploitation de la station de relevage SR2.

D (mm)	P (kw)	E 10⁶(KWh)	F_{explo} 10⁶(DA)
160	409.25	3.584 99743	7.299 05476
200	132.11	1.157 28530	2.356 23287
315	16.93	0.14829967	0.30193814
400	8.32	0.072 91632	0.14845762
450	6.71	0.05882160	0.11976079
500	5.91	0.05176073	0.10538485
630	5.13	0.04495865	0.09153581
800	4.89	0.04286133	0.08726567
1000	4.83	0.04227142	0.08606462

Et de même les frais d'amortissements sont récapitulés dans le tableau **VII.6**

Tableau VII.9 Calcul des frais d'amortissement du tronçon SR2-SR3.

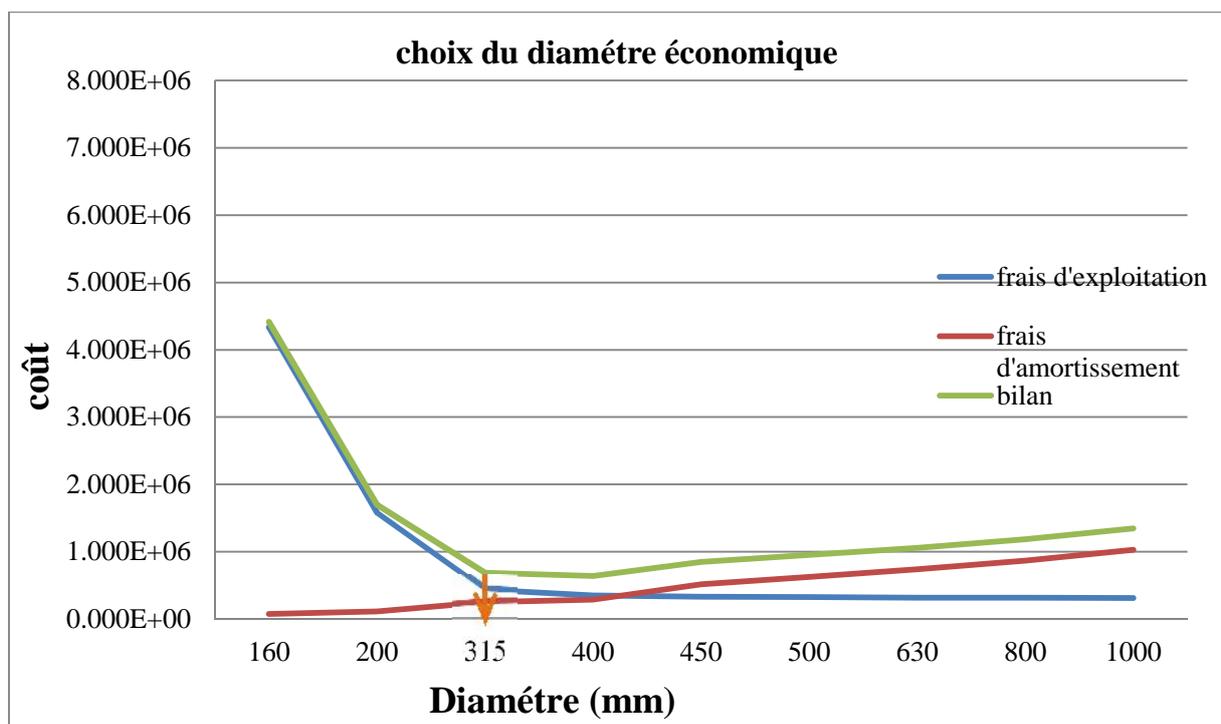
Di (mm)	Prix de ml (DA)	L (m)	Prixt(DA) 10⁶	Famort 10⁶(DA)
160	1200	623	0.747 600	0.0665364
200	1800	623	1.121400	0.0998046
315	4500	623	2.803 500	0.2495115
400	7500	623	4.672500	0.4158525
450	9000	623	5.607000	0.4990230
500	9750	623	6.074250	0.54060825
630	11500	623	7.164500	0.6376405
800	13500	623	8.410500	0.748 5345
1000	16000	623	9.968000	0.8871520

Le tableau suivant résume les deux tableaux au-dessus :

Tableau VII.10 Bilan des frais d'exploitation et d'investissement du tronçon SR2-SR3.

D (mm)	F _{explo} 10 ⁶ (DA)	F _{amort} 10 ⁶ (DA)	Bilan *10 ⁶
160	7.299	0.06654	7.366
200	2.356	0.09.980	2.456
315	0.3019	0.2495	0.5514
400	0.1485	0.4159	0.5643
450	0.1198	0.499	0.6188
500	0.1054	0.5406	0.6460
630	0.09154	0.6376	0.7292
800	0.08727	0.7485	0.8358
1000	0.08606	0.8872	0.9732

On représente le tableau précédent graphiquement sur figure VII.4

**Figure VII.4** Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation (tronçon SR2 – SR3).

Nous remarquons que le diamètre économique du tronçon de refoulement (SR2 – SR3) est : $D = 315$ mm avec une vitesse d'écoulement de $V = 2.25$ m/s.

Les pompes de la station de relevage projetée doivent avoir une HMT minimale de 8.086 m et un débit de 17 l/s. la station sera doté de deux pompes qui auront les mêmes caractéristiques avec un fonctionnement d'une seule pompe et la deuxième sera une pompe de secours

1.5.3. Choix de la pompe

➤ Calcul de la puissance de la pompe

La puissance absorbée par la pompe, c'est-à-dire la puissance nécessaire pour son entraînement mécanique s'exprime par la relation :

$$P_{ab} = \frac{9,81 \times Q \times H}{\rho}$$

Avec :

P_{ab} : la puissance exprimée en (kw)

Q : débit exprimé en (m³/s)

H : HMT exprimé en (m)

: rendement de la pompe

Pour un rendement optimale des pompes de 80% la puissance est de :

$$P_{ab} = \frac{9,81 \times 0,175 \times 8,086}{0,8} = 17,35 \text{ Kw}$$

Donc la puissance de la pompe $P_{ab} = 17,35 \text{ kw}$

➤ Calcul de la puissance du moteur

La puissance fournie par le moteur est déterminée à base de la puissance absorbée par la pompe.

Toutefois, pour prévenir certains imprévus d'exploitation, il sera prudent de majorer la puissance absorbée par la pompe des quantités suivantes :

- 30% pour une puissance absorbée de moins de 4 kw
- 20% pour une puissance absorbée comprise entre 4 et 20 kw
- 10% pour une puissance absorbée supérieur de 20 kw

Pratiquement, la puissance du moteur à commander au constructeur sera celle résultant de la puissance absorbée calculée pour la pompe, majorée comme il vient d'être indiqué.

La puissance du moteur $P = 1,2 \times 17,35 = 20,82 \text{ kw}$ donc On prend : $P = 21 \text{ kw}$

Donc les caractéristiques des pompes

Débit de refoulement (l/s)	175.00
Nombre de pompe	02
Débit de chaque pompe (l/s)	175.00
Diamètre de refoulement (mm)	315
Type de pompe	Submersible
Hauteur manométrique Hmt (m)	15

1.5.4. Déversoir d'orage DO3

➤ Temps de concentration (t_c)

Le temps de concentration est le temps écoulé entre le début d'une précipitation et l'atteinte du débit maximal à l'exutoire du bassin versant.

Il correspond au temps nécessaire pour permettre à l'eau de ruisseler du point le plus éloigné du bassin versant jusqu'à l'exutoire.

Il se compose de trois (03) temps :

g) Du temps (t_1) mis par l'eau pour s'écouler dans les canalisations :

$$t_1 = \frac{L}{60 \times V} \text{ (min)}$$

Avec :

L: Parcours amont en égout (m).

v : vitesse d'écoulement en pleine section (m/s).

h) Du temps t_2 mis par l'eau pour atteindre le premier ouvrage d'engouffrement :

Ce temps varie de 2 à 20 minutes.

i) Du temps t_3 de ruissellement dans un bassin ne comportant pas de canalisation autrement dit le parcours superficiel du bassin :

$$t_3 = \frac{L}{11 \times \sqrt{I}}$$

Avec :

L : Longueur d'écoulement.

I : Pente considérée (m / m)

Dans notre cas de figure le bassin est urbanisé et comporte une canalisation donc le temps de concentration est donné par la formule

$$t_c = t_1 + t_2$$

$$D'où : \begin{cases} t_1 = (623)/(60 \times 0.89) = 11.67 \text{ min.} \\ t_2 = 10 \text{ min.} \end{cases} \quad \Longrightarrow \quad t_1 = \mathbf{11.67 \text{ min.}}$$

$$\text{Alors : } t_c = 11.67 + 10 = 21.67 \text{ min} \quad \Longrightarrow \quad t_c = \mathbf{22 \text{ min}}$$

➤ Coefficient de retardement (z)

Lorsque le temps d'écoulement calculé croît, la fréquence de déversement, la quantité déversée, et par conséquent généralement, la charge polluante déchargée par les déversoirs de pluie, diminuent. La diminution peut être prise en considération dans le dimensionnement des déversoirs de pluie au moyen du coefficient de retardement (z) donné par la formule III-7. [1]

$$Z = \left(1 - \frac{t_c}{100}\right)$$

$$\text{Donc } z = (1 - 22 / 100) = 0.78$$

$$\mathbf{Z = 0,78}$$

➤ Calcul du débit critique (Q_{cr})

On détermine le débit critique par la formule

$$Q_{cr} = Q_t * Z$$

$$D'où Q_{cr} = 543.59 \times 0,78 = 424.002 \text{ l/s.}$$

$$\mathbf{Q_{cr} = 424.002 \text{ l/s}}$$

➤ Calcul du débit déversé (Q_{dev})

Le débit déversé est le reste de la soustraction du débit retenu (allant vers la station de relevage) du débit critique calculé précédemment.

Car le débit critique se compose :

- Du débit déversé : Q_{dev}

- Du débit allant vers la station de relevage : Q_{sr}

$$Q_{cr} = Q_{dev} + Q_{sr}$$

$$D'où Q_{dev} = Q_{cr} - Q_{sr}$$

Calcul du débit de la station de relevage

En tenant compte de la dilution

$$Q_{sr} = Q_{pte} * 2$$

$$Q_{sr} = 68.9 * 2 = 137.8 \text{ l/s}$$

$$Q_{dev} = 424.002 - 137.8 = 286.202 \text{ l/s}$$

✚ Conduite d'arrivée

Q_{Total}	Diamètre (mm)	Pente (%)	Q_{ps} (l/s)	V_{ps} (m/s)	V (m/s)	R_h	H (mm)
543.59	800	1.0	1322,35	2,63	2,40	0,430	721

✚ Conduite de départ

Q_{Total}	Diamètre (mm)	Pente (%)	Q_{ps} (l/s)	V_{ps} (m/s)	V (m/s)	R_h	H (mm)
137.8	500	1,0	377,60	1,92	1,90	0,50	250

✚ Conduite de décharge

Q_{projet}	Diamètre (mm)	Pente (%)	Q_{ps} (l/s)	V_{ps} (m/s)	V (m/s)	R_h	H (mm)
217.302	600	1,00	614,01	1,92	2,17	0,46	276

➤ Calcul de la hauteur déversante

$$H_{dév} = H_e - H_{sr}$$

$$H_{dév} = 721 - 250 = 471 \text{ mm}$$

$$H_{dév} = 0.471 \text{ m d'où on prend } H_{dév} = 0.60 \text{ m}$$

NB :

On pose la conduite de départ à une hauteur de 500 mm afin d'assurer le bon fonctionnement du déversoir

➤ **Calcul de longueur du déversoir (L)**

La longueur du déversoir est calculée par la formule.

$$L = \frac{Q_{dev}}{\mu \times H_{dev} \times \sqrt{2gH_{dev}}} \quad (\text{m})$$

Avec μ : coefficient de débit $\mu=0,45$.

$$\text{Donc : } L = \frac{0,286}{0,45 \times 0,60 \times \sqrt{2 \times 9,81 \times 0,60}} = 1,51 \text{ m.}$$

On prend : $L = 1,51 \text{ m}$.

Donc on prend $L = 1,51 \text{ m}$

1.5.5. Station de relevage SR3

➤ **Dimensionnement du puisard**

Le débit d'arrivé $Q = 0,137 \text{ m}^3/\text{s}$

Q : est le débit de pointe dilué en 3 fois

Soit un temps $t = 10 \text{ min}$ pour remplir le puisard

Le volume du puisard $V = 0,137 \times 10 \times 60 = 82,2 \text{ m}^3$

On prend $V = 83 \text{ m}^3$

Notre puisard a une forme cubique donc on a $V = L \times B \times H$

Avec : L : longueur du puisard = 6,5 m

B : largeur du puisard = 6 m

H : hauteur d'eau dans le puisard

$$\text{Donc } H = \frac{V}{L \times B} = \frac{83}{6,5 \times 6} = 2,13 \text{ m} \Rightarrow H = 2,13 \text{ m}$$

➤ **La conduite de refoulement**

$$H_g = h_2 - h_1$$

h_1 : La cote de niveau min du puisard = 5.17 m

h_2 : La CTN du point le plus élevé = 15.94m

$$H_g = 15.94 - 5.17 = 10.77m \Rightarrow \mathbf{H_g=10.77m}$$

✓ H_g : Hauteur géométrique

On a : $Q = 0.137m^3/s$

D'où on propose des diamètres entre [160-1000]mm

Les résultats dans les tableaux récapitulatifs sont à base des formules cités précédemment.

Tableau VII.11 Détermination de la charge calculée (H_{mt}) de la station de relevage SR3.

D	V		L	j	H	Ht	Hg	Hmt
(mm)	(m/s)		(m)	(m/m)	(m)	(mce)	(m)	(mce)
160	6.8172771	0.01116	724.00	0.16525	119.644	137.591	10.770	148.361
200	4.3630573	0.01072	724.00	0.05202	37.662	43.312	10.770	54.082
315	1.758854	0.00991	724.00	0.00496	3.590	4.128	10.770	14.898
400	1.0907643	0.00951	724.00	0.00144	1.044	1.201	10.770	11.971
450	0.8618385	0.00933	724.00	0.00078	0.568	0.653	10.770	11.423
500	0.6980892	0.00917	724.00	0.00046	0.330	0.379	10.770	11.149
630	0.4397135	0.00883	724.00	0.00014	0.100	0.115	10.770	10.885
800	0.2726911	0.00850	724.00	0.00004	0.029	0.034	10.770	10.804
1000	0.1745223	0.00820	724.00	0.00001	0.009	0.011	10.770	10.781

Les frais d'exploitation de la première station de pompage sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau VII.12 Calcul de frais d'exploitation de la station de relevage SR3.

D (mm)	P (kw)	E 10⁶(KWh)	F_{explo} 10⁶(DA)
160	243.16	2.13009458	4.33687256
200	88.64	0.77647925	1.58091176
315	24.42	0.21390085	0.43550213
400	19.62	0.17186948	0.34992626
450	18.72	0.16401071	0.33392582
500	18.27	0.16007380	0.32591025
630	17.84	0.15628117	0.31818846
800	17.71	0.15511177	0.31580757
1000	17.67	0.15478286	0.31513790

Et de même les frais d'amortissements sont récapitulés dans le tableau :

Tableau VII.13 Calcul des frais d'amortissement du tronçon SP3-CP03

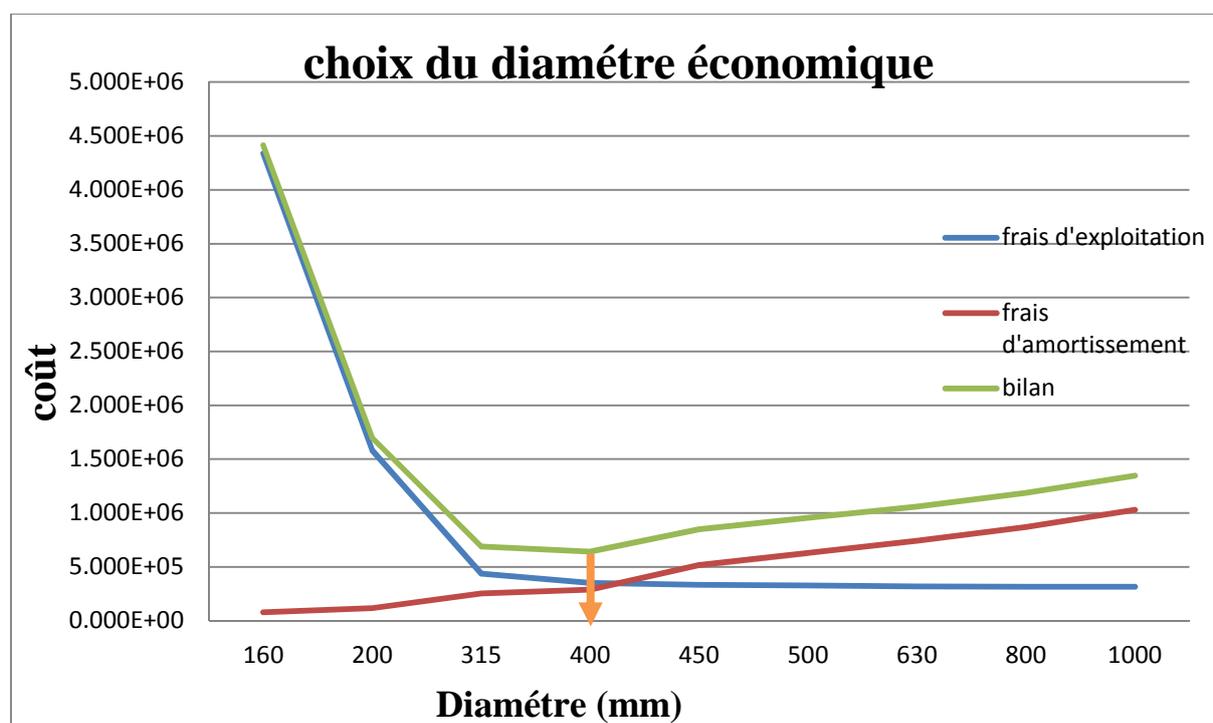
Di (mm)	Prix de ml (DA)	L (m)	Prix(DA) 10⁶	Famort 10⁶(DA)
160	1200	724	0.868800	0.07732320
200	1800	724	1.303200	0.11598480
315	5000	724	3.620000	0.2534
400	4500	724	3.258000	0.289962
450	8000	724	5.792000	0.515488
500	9750	724	7.059000	0.628251
630	11500	724	8.326000	0.741014
800	13500	724	9.774000	0.869886
1000	16000	724	11.584000	1.030976

Le tableau suivant résume les deux tableaux au-dessus :

Tableau VII.14 Bilan des frais d'exploitation et d'investissement du tronçon SP3-CP03.

D (mm)	F _{explo} 10 ⁶ (DA)	F _{amort} 10 ⁶ (DA)	Bilan *10 ⁶
160	0.4429	0.07732	0.5202
200	0.1640	0.1160	0.2800
315	0.04812	0.3222	0.3703
400	0.03946	0.2900	0.3294
450	0.03784	0.5155	0.5533
500	0.03703	0.6283	0.6653
630	0.03625	0.7410	0.7773
800	0.03601	0.8699	0.9059
1000	0.03594	1.031	1.067

On représente le tableau précédent graphiquement sur la figure VII. 5 :

**Figure.VII. 5** : Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation (tronçon SR3 - CP03).

Nous remarquons que le diamètre économique du tronçon de refoulement (SR3 - CP03) est : $D = 400$ mm avec une vitesse d'écoulement de $V = 1.09$ m/s.

Les pompes de la station de relevage projetée doivent avoir une HMT minimale de 11.97 m et un débit de 137 l/s. la station sera doté de deux pompes qui auront les mêmes caractéristiques avec un fonctionnement d'une seule pompe et la deuxième sera une pompe de secours

➤ **Choix de la pompe**

Donc les caractéristiques des pompes :

Débit de refoulement (l/s)	137
Nombre de pompe	02
Débit de chaque pompe (l/s)	137
Diamètre de refoulement (mm)	400
Type de pompe	Submersible
Hauteur manométrique Hmt (m)	15

1.5.6. Déversoir D'orage DO4

➤ **Temps de concentration (t_c)**

Le temps de concentration est le temps écoulé entre le début d'une précipitation et l'atteinte du débit maximal à l'exutoire du bassin versant.

Il correspond au temps nécessaire pour permettre à l'eau de ruisseler du point le plus éloigné du bassin versant jusqu'à l'exutoire.

Il se compose de trois (03) temps :

j) Du temps (**t₁**) mis par l'eau pour s'écouler dans les canalisations :

$$t_1 = \frac{L}{60 \times v} \text{ (min)}$$

Avec :

L: Parcours amont en égout (m).

v : vitesse d'écoulement en pleine section (m/s).

k) Du temps **t₂** mis par l'eau pour atteindre le premier ouvrage d'engouffrement :

Ce temps varie de 2 à 20 minutes.

l) Du temps **t₃** de ruissellement dans un bassin ne comportant pas de canalisation autrement dit le parcours superficiel du bassin :

$$t_3 = \frac{L}{11 \times \sqrt{I}}$$

Avec :

L : Longueur d'écoulement.

I : Pente considérée (m / m)

Dans notre cas de figure le bassin est urbanisé et comporte une canalisation donc le temps de concentration est donné par la formule

$$t_c = t_1 + t_2$$

$$D'où : \begin{cases} t_1 = (150)/(60 \times 0.72) = 3.47 \text{ min.} \\ t_2 = 10 \text{ min.} \end{cases} \quad \Longrightarrow \quad t_1 = \mathbf{3.47 \text{ min.}}$$

$$Alors : t_c = 3.47 + 10 = 13.47 \text{ min} \quad \Longrightarrow \quad t_c = \mathbf{14 \text{ min}}$$

➤ **Coefficient de retardement (z)**

Lorsque le temps d'écoulement calculé croit, la fréquence de déversement, la quantité déversée, et par conséquent généralement, la charge polluante déchargée par les déversoirs de pluie, diminuent. La diminution peut être prise en considération dans le dimensionnement des déversoirs de pluie au moyen du coefficient de retardement (z) donné par la formule III-7. [1]

$$Z = \left(1 - \frac{t_c}{100}\right)$$

$$\text{Donc } z = (1 - 14 / 100) = 0.86$$

$$\mathbf{Z = 0,86}$$

➤ **Calcul du débit critique (Q_{cr})**

On détermine le débit critique par la formule

$$Q_{cr} = Q_t * Z$$

$$D'où Q_{cr} = 1260.15 \times 0.86 = 1083.73 \text{ l/s.}$$

$$\mathbf{Q_{cr} = 1083.73 \text{ l/s}}$$

➤ **Calcul du débit déversé (Q_{dev})**

Le débit déversé est le reste de la soustraction du débit retenu (allant vers la station de relevage) du débit critique calculé précédemment.

Car le débit critique se compose :

- Du débit déversé : Q_{dev}
- Du débit allant vers la station de relevage : Q_{sr}

$$Q_{cr} = Q_{dev} + Q_{sr}$$

$$D'où Q_{dev} = Q_{cr} - Q_{sr}$$

Calcul du débit de la station de relevage

En tenant compte de la dilution

$$Q_{sr} = Q_{pte} * 3$$

$$Q_{sr} = 15.32 * 3 = 45.96 \text{ l/s}$$

$$Q_{dev} = 1083.73 - 45.96 = 1037.77 \text{ l/s}$$

✚ Conduite d'arrivée

Q_{Total}	Diamètre (mm)	Pente (%)	Q_{ps} (l/s)	V_{ps} (m/s)	V (m/s)	R_h	H (mm)
1260.15	1000	1.0	2397,58	3,05	2,80	0,430	430

✚ Conduite de départ

Q_{projet}	Diamètre (mm)	Pente (%)	Q_{ps} (l/s)	V_{ps} (m/s)	V (m/s)	R_h	H (mm)
45.96	200	1,00	208,26	1,66	1,30	0,310	124

✚ Conduite de décharge

Q_{Total}	Diamètre (mm)	Pente (%)	Q_{ps} (l/s)	V_{ps} (m/s)	V (m/s)	R_h	H (mm)
1037.77	800	1,0	1322,35	2,63	2,80	0,630	504

➤ Calcul de la hauteur déversante

$$H_{dév} = H_e - H_{sr}$$

$$H_{dév} = 430 - 124 = 306 \text{ mm}$$

$$H_{dév} = 0.306 \text{ m}$$

On prend $H_{dév} = 0.60 \text{ m}$

NB:

On pose la conduite de départ à une hauteur de 500 mm afin d'assurer le bon fonctionnement du déversoir

➤ **Calcul de longueur du déversoir (L)**

La longueur du déversoir est calculée par la formule.

$$L = \frac{Q_{dev}}{\mu \times H_{dev} \times \sqrt{2gH_{dev}}} \text{ (m)}$$

Avec μ : coefficient de débit $\mu = 0,45$.

$$\text{Donc : } L = \frac{1.038}{0,45 \times 0.60 \times \sqrt{2 \times 9,81 \times 0.60}} = 0.73 \text{ m.}$$

On prend : $L = 0.73 \text{ m}$.

Donc on prend $L = 1 \text{ m}$

1.5.7. Station de relevage SR4

➤ **Dimensionnement du puisard**

Le débit d'arrivé $Q = 0.0460 \text{ m}^3/\text{s}$

Q : est le débit de pointe dilué en 3 fois

Soit un temps $t = 10 \text{ min}$ pour remplir le puisard

Le volume du puisard $V = 0.040 \times 10 \times 60 = 24 \text{ m}^3$

On prend $V = 24 \text{ m}^3$

Notre puisard a une forme cubique donc on a $V = L \times B \times H$

Avec : L : longueur du puisard = 4 m

B : largeur du puisard = 3m

H : hauteur d'eau dans le puisard

$$\text{Donc } H = \frac{V}{L \times B} = \frac{24}{4 \times 3} = 2m \Leftrightarrow H = 2m$$

➤ **La conduite de refoulement**

$$H_g = h_2 - h_1$$

h_1 : La cote de niveau min du puisard = 3.8 m

h_2 : La CTN du point le plus élevé = 15.94 m

$$H_g = 15.94 - 3.8 = 12.14m$$

$$\text{On a : } Q = 0.046 \text{ m}^3/\text{s}$$

D'où on propose des diamètres entre [160-1000] mm.

Les résultats dans les tableaux récapitulatifs sont à base des formules cités précédemment.

Tableau VII.15 Calcul de la Hauteur manométrique totale (H_{mt}) de la station de relevage SR1

D (mm)	V (m/s)		L (m)	j (m/m)	H (m)	Ht (mce)	Hg (m)	Hmt (mce)
160	2.2890127	0.01116	78.00	0.01863	1.453	1.671	12.140	13.8112
200	1.4649682	0.01072	78.00	0.00586	0.457	0.526	12.140	12.6661
315	0.5905641	0.00991	78.00	0.00056	0.044	0.050	12.140	12.1901
400	0.366242	0.00951	78.00	0.00016	0.013	0.015	12.140	12.1546
450	0.2893764	0.00933	78.00	0.00009	0.007	0.008	12.140	12.1479
500	0.2343949	0.00917	78.00	0.00005	0.004	0.005	12.140	12.1446
630	0.147641	0.008826925	78.00	0.00002	0.0012	0.001	12.140	12.1414
800	0.0915605	0.008495786	78.00	0.00000454	0.0004	0.00041	12.140	12.1404

Les frais d'exploitation de la première station de pompage sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau VII.16 Calcul de frais d'exploitation de la station de relevage SR1.

D (mm)	P (kw)	E 10⁶(KWh)	F_{explo} 10⁶(DA)
160	7.60	0.066 58056	0.13555803
200	6.97	0.061060.26	0.12431869
315	6.71	0.05876596	0.11964748
400	6.69	0.05859454	0.11929849
450	6.69	0.05856249	0.11923324
500	6.68	0.05854644	0.11920055
630	6.68	0.05853097	0.11916906
800	6.68	0.05852620	0.11915935
1000	6.68	0.05852486	0.11915662

Et de même les frais d'amortissements sont récapitulés dans le tableau :

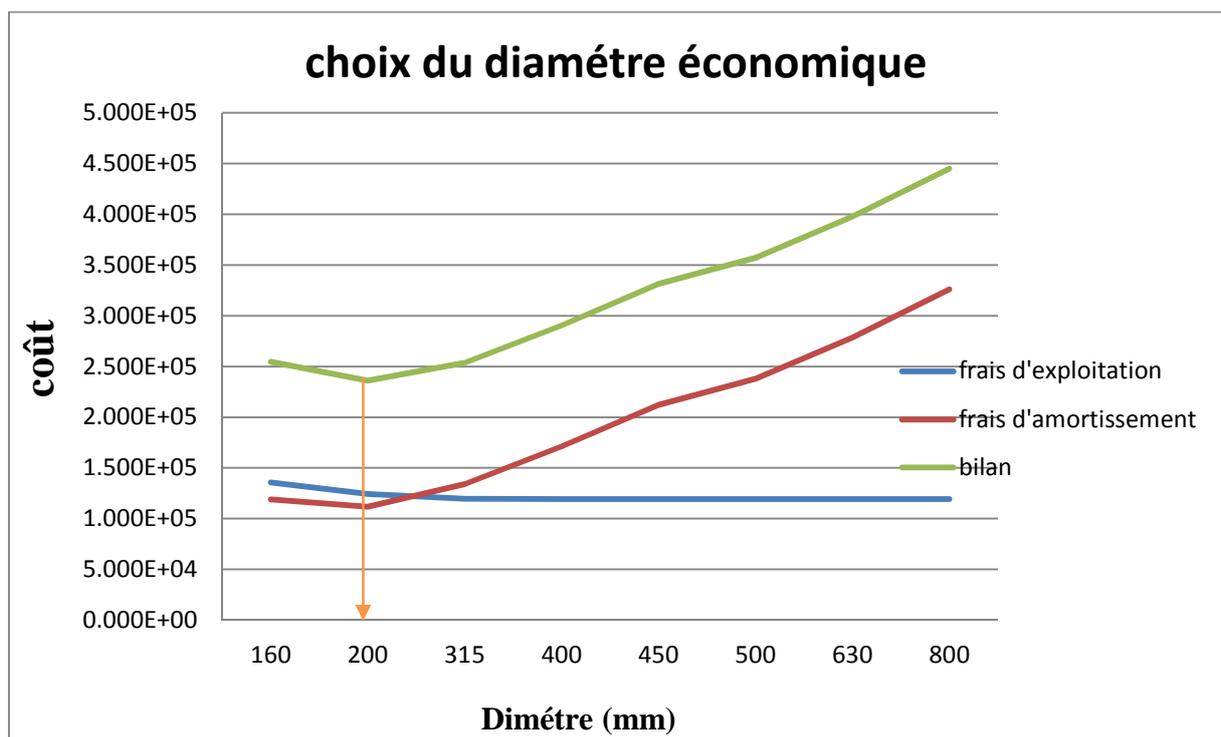
Tableau VII.17 Calcul des frais d'amortissement du tronçon SP1

Di (mm)	Prix de ml (DA)	L (m)	Prixt(DA) 10⁶	Famort 10⁶(DA)
160	17150.458	78	1.33773572	0.11905848
200	16102.8	78	1.25601840	0.11178564
315	19315.96	78	1.50664488	0.13409139
400	24658.32	78	1.92334896	0.17117806
450	30555.052	78	2.38329406	0.21211317
500	34260.69	78	2.672 33382	0.23783771
630	40133.15	78	3.13038570	0.27860433
800	46941.62	78	3.66144636	0.32586873
1000	51320.15	78	4.00297170	0.35626448

Le tableau suivant résume les deux tableaux au-dessus :

Tableau VII.18 Bilan des frais d'exploitation et d'investissement du tronçon SP1.

D (mm)	F _{exploit} 10 ⁶ (DA)	F _{amort} 10 ⁶ (DA)	Bilan *10 ⁶
160	0.1356	0.1191	0.2546
200	0.1243	0.1118	0.2361
315	0.1196	0.1341	0.2537
400	0.1193	0.1712	0.2905
450	0.1192	0.2121	0.3313
500	0.1192	0.2378	0.3570
630	0.1192	0.2786	0.3978
800	0.1192	0.3259	0.4450
1000	0.1192	0.3563	0.4754

**Figure VII.9** Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation (tronçon SP1 – CP1).

Nous remarquons que le diamètre économique du tronçon de refoulement (SP1 – CP1) est : $D=200$ mm avec une vitesse d'écoulement de $V=1.46$ m/s.

Les pompes de la station de relevage projetée doivent avoir une HMT minimale de 12.66 m et un débit de 46 l/s. la station sera doté de deux pompes qui auront les mêmes caractéristiques avec un fonctionnement d'une seule pompe et la deuxième sera une pompe de secours

1.5.8. Choix de la pompe

➤ Calcul de la puissance de la pompe

La puissance absorbée par la pompe, c'est-à-dire la puissance nécessaire pour son entrainement mécanique s'exprime par la relation :

$$P_{ab} = \frac{9,81 \times Q \times H}{\rho}$$

Avec :

P_{ab} : la puissance exprimée en (kw)

Q : débit exprimé en (m³/s)

H : HMT exprimé en (m)

: rendement de la pompe

Pour un rendement optimale des pompes de 80% la puissance est de :

$$P_{ab} = \frac{9,81 \times 0,046 \times 12,66}{0,8} = 7,14 \text{ Kw}$$

Donc la puissance de la pompe $P_{ab} = 7,14 \text{ kw}$

➤ Calcul de la puissance du moteur

La puissance fournie par le moteur est déterminée à base de la puissance absorbée par la pompe.

Toutefois, pour prévenir certains imprévus d'exploitation, il sera prudent de majorer la puissance absorbée par la pompe des quantités suivantes :

- 30% pour une puissance absorbée de moins de 4 kw
- 20% pour une puissance absorbée comprise entre 4 et 20 kw
- 10% pour une puissance absorbée supérieur de 20 kw

Pratiquement, la puissance du moteur à commander au constructeur sera celle résultant de la puissance absorbée calculée pour la pompe, majorée comme il vient d'être indiqué.

La puissance du moteur $P = 1,2 \times 7.14 = 8.568 \text{ kw}$ donc On prend : $P = 8.568 \text{ kw}$

Donc les caractéristiques des pompes :

Débit de refoulement (l/s)	46.65
Nombre de pompe	01
Débit de chaque pompe (l/s)	46.65
Diamètre de refoulement (mm)	200
Type de pompe	Submersible
Hauteur manométrique Hmt (m)	20

1.5.9. Dimensionnement de collecteurs CP3

Le collecteur CP3 prend départ le regard de cumule des 03 rejets de la station de relevage SR2, SR3, et SR4 jusqu'à la station d'épuration projeté.

Les diamètres, débit plein section et la hauteur de remplissage reporté sur le tableau **VII .19**

Tableau VII.19 Dimensionnement de collecteurs gravitaire CP03

Tonçon	Long (M)	Pente (m/m)	Debit (l/s)	Dcalculé (mm)	Dnormalisé (mm)	Qps (l/s)	Vps (m/s)	Rq	Rv	Rh	H (m)	V (m/s)
R40-R41	50,04	0,030	381	408	600	1063,50	3,76	0,36	0,90	0,400	0,240	3,4
R41-R42	42,46	0,030	381	408	600	1063,50	3,76	0,36	0,90	0,400	0,240	3,4
R42-R43	37,13	0,030	381	408	600	1063,50	3,76	0,36	0,90	0,400	0,240	3,4
R43-R44	29,12	0,030	381	408	600	1063,50	3,76	0,36	0,90	0,400	0,240	3,4
R44-R45	32,77	0,030	381	408	600	1063,50	3,76	0,36	0,90	0,400	0,240	3,4
R45-R46	31,71	0,030	381	408	600	1063,50	3,76	0,36	0,90	0,400	0,240	3,4
R46-R47	52,53	0,030	381	408	600	1063,50	3,76	0,36	0,90	0,400	0,240	3,4
R47-R48	37,36	0,030	381	408	600	1063,50	3,76	0,36	0,90	0,400	0,240	3,4

2. Récapitulatifs

2.1. Collecteur

	Tronçon	Diamètre (mm)	Longueur (m)
Collecteur CP1	R1---DO1	300	997.25
		500	
		800	
		1000	
		1200	
Collecteur CP2	R30---DO2	600	346
Collecteur CP3	R40---R48	600	314

2.2. Déversoirs d'orages

	Hauteur du seuil déversant (m)	Longueur du seuil déversant (m)
Déversoir d'orage DO1	0.70	3
Déversoir d'orage DO2	0.60	2.5
Déversoir d'orage DO3	0.60	1.51
Déversoir d'orage DO4	0.60	1.00

2.3. Conduites de refoulements

	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Matériaux
Conduite de refoulement CR1	292	315	PEHD
Conduite de refoulement CR2	623	400	PEHD
Conduite de refoulement CR3	724	200	PEHD
Conduite de refoulement CR4	78	200	PEHD

2.4. Stations de relevage

	Débit Total (l/s)	Nombre des pompes	Débit de la pompe (l/s)	Hmt (m)	Volume de puisard (m3)	Hauteur de puisard (m)
Station de relevage SR1	159	02	159	11.16	96	2.46
Station de relevage SR2	175	02	175	8.08	105	2.70
Station de relevage SR3	137	02	137	8	83	2.13
Station de relevage SR4	46	02	46	12.66	24	2.0

Conclusion

L'objectif de ce chapitre s'articule autour des dimensionnements des collecteurs, conduites de refoulement et des ouvrages suivants :

- Projection d'un collecteur CP1 qui prend le départ le rejet de la protection civile, et qui prend en charge les effluents du centre-ville jusqu'à l'abri de pêche, après le déversement des eaux pluviales par un déversoir d'orage, il sera implanté une station de relevage.
- Projection d'une conduite de refoulement CR1 à partir de la station de relevage n°1 jusqu'au conduite gravitaire CP2.
- Projection d'un collecteur CP2 qui prend les eaux de la station de relevage N°1 avec les effluents vers la deuxième station de relevage après les déversements des eaux pluviales.
- Projection d'une conduite de refoulement CR2 qui prend les eaux de la station de relevage n°2 vers la station de relevage 3 et après vers le collecteur CP3.
- Projection d'une conduite de refoulement CR3 qui prend les eaux de la station de relevage n°2 vers la station de relevage 3 et après vers le collecteur CP3.
- Projection d'un collecteur CP3 qui prend les eaux venant des trois (4) stations de relevage vers la station d'épuration projeté.

Organisation de chantier

Introduction

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

Pour une réalisation optimale il faut suivre les règles de l'organisation du chantier en général, ou la planification des travaux étant l'élément le plus prépondérant.

Elle consiste à chercher constamment la meilleure façon d'utiliser, avec économie, la main d'œuvre et les autres moyens de mise en œuvre pour assurer l'efficacité de l'action à entreprendre, elle consiste en :

- Installation des postes de travail
- Observations instantanées
- Analyse des tâches
- Chronométrage
- Définition des objectifs et des attributions
- Simplification des méthodes
- Stabilisation des postes de travail

Il existe deux principales méthodes de planification à savoir :

- Méthodes basées sur le réseau
- Méthodes basées sur le graphique

1. Emplacement des canalisations

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

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

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

2. Exécution des travaux

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

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

3. Manutention et stockage des conduites

3.1.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.

Nous devons 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.

3.2.Déchargement

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

3.3.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.

3.4. Décapage de la couche végétale

Si la tranchée est ouverte sous les voies publiques, le décapage est fait avec soin sans dégradation des parties voisines. Le décapage de cette couche se fait par un bulldozer sur une couche de 10cm.

3.5. Implantation des regards et des axes des tranchées

On matérialise l'axe des tranchées sur le terrain par des jalons ou des piquet suivant les tracés du plan de masse, les jalons doivent être placés aussi dans chaque point d'emplacement d'un regard, c'est-à-dire à chaque changement de direction ou pente, et à chaque branchement ou jonction de canalisation, pour cela on a besoin les instruments suivantes : les jalons, les niveaux, les théodolites, les mires ...etc.

3.6. Excavation des tranchées et des fouilles pour les regards

Les travaux d'excavation des tranchées se font mécaniquement, on doit suivre les pentes des conduites même si les tranchées sont très profonde (3 à 4 m), il faut veiller à ce que la conduite d'assainissement soit plus basse que celle d'eau potable, pour éviter la contamination de l'eau en cas de fuite d'eau usée. Pour les regards et les autres ouvrages, la tranchée sera généralement creusée de façon qu'entre la surface extérieure de la maçonnerie et la paroi de la tranchée reste un espace libre.

3.7. Aménagement du lit de sable

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

Si le terrain est instable, des travaux spéciaux se révèlent nécessaire : exécution d'un béton de propreté, des berceaux ou même des dalles de répétition.

3.8. Mise en place des canalisations

La pose de canalisation d'assainissement s'opère de l'aval vers l'amont. Avant la mise en place des conduites en fouillées on procède à un triage des conduite de façon à éliminer celles qui on subie des chocs importants, ou des fissurations, on doit s'assurer au préalable qu'aucun corps étranger ne se trouve à l'intérieur des conduites. On doit vérifier l'état de revêtement intérieur et extérieur des tuyaux. Une conduite doit toujours être posée avec une

légère pente afin de créer des points pour évacuer l'aire entraîné ; soit lors du remplissage, ou pendant le fonctionnement des conduites.

Les tuyaux seront posés en fouillés au moyen d'une grue ou d'une pose tube, la descente des tuyaux doit être faite lentement et dans l'ordre.

- Il faut vérifier régulièrement l'alignement des tuyaux.
- Il faut aligner les tuyaux pour les coller, en coulant dans les terres meubles seulement

3.9. Assemblage des conduites

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

3.10. Remblaiement et compactage des tranchées

Après la pose des canalisations, on procède au remblaiement des tranchées afin de reconstituer le terrain naturel ; les remblais sont effectués par couches de 20 cm soigneusement compactées et damées. Le remblaiement des tranchées et leur compactage se fait par le chargeur et le rouleau lisse.

3.11. Réalisation des regards

Les regards sont généralement de forme carrée dont les dimensions varient en fonction des collecteurs. La profondeur et l'épaisseur varient d'un regard à un autre. La réalisation de ces regards s'effectue sur place avec le béton armé, On peut avoir de regards préfabriqués. Les tampons doivent comporter un orifice, ayant pour but de faciliter leur levage ainsi que l'aération de l'égout.

Les différentes opérations pour l'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.

4. Planification des travaux

4.1. Définition du réseau

Le réseau est une représentation graphique d'un projet qui permet d'indiquer la relation entre les différentes opérations qui peuvent être successives, simultanées, convergentes et la durée de réalisation. On distingue deux types de réseaux, le réseau à nœuds et le réseau à flèches.

a- Réseau à flèches

L'opération est représentée par une flèche et la succession des opérations par des nœuds.



L'opération A précède l'opération B

b- Réseau à nœuds

L'opération est représentée par un nœud et la succession des opérations par des flèches



L'opération (B) ne peut commencer que si l'opération (A) est complètement achevée.

4.2. Les étapes de la planification

La planification est le processus de la ligne de conduite des travaux à réaliser, elle comprend des étapes suivantes :

a- Collecte des informations

L'établissement d'une synthèse d'analyse des informations acquises par des études comparatives permet l'usage correct du plan de la réalisation de notre projet.

b- Décomposition du projet

C'est une partie importante car chaque projet peut être analysé de diverses manières ; nous attribuons à chaque tâche un responsable et ses besoins en matériels.

c- Relations entre les tâches

Il existe deux relations essentielles entre les tâches lors de la réalisation ; l'une porte sur un enchaînement logique et l'autre sur un enchaînement préférentiel.

Il existe deux méthodes afin d'établir un planning des travaux, soit par la méthode du chemin critique CPM (Critical Path Method) ou bien par un tableau regroupant toutes les activités ainsi que leurs délais de réalisation, c'est le diagramme de Gantt.

➤ **Les paramètres de la méthode C.P.M**

Les paramètres indispensables dans l'exécution de cette méthode sont les suivants

DCP	TR
DFP	DCPP
DFPP	MT

Avec :

TR : temps de réalisation ;

DCP : date de commencement au plus tôt ;

DCPP : date de commencement au plus tard ;

DFP : date de finition au plus tôt ;

DFPP : date de finition au plus tar;

MT : marge totale.

Et :

DFP N DCP < TR

DCPP N DFPP > TR

*C.P.M : méthode du chemin critique

Chemin critique (C.C)

C'est le chemin qui donne la durée totale du projet (DTR) reliant les opérations possédant la marge totale nulle (0).

Donc pour retrouver un chemin critique il suffit de vérifier la double condition suivante :

$$\begin{cases} MT = 0 \\ \sum TR_{c.c} = D.T.P \end{cases}$$

- **Attribution des durées de chaque opération**

Pour l'attribution du temps, il est nécessaire de se baser sur deux points :

Le nombre de ressources (moyens humains et matériels) ;

Dimensions du projet.

En utilisant les normes C.N.A.T, on pourra appliquer la formule suivante:

$$T N \frac{Q \cdot N}{n}$$

Avec :

$$\begin{cases} Q = \text{Quantité de travail} \\ N = \text{Rendement} \\ n = \text{Nombre d'équipes} \end{cases}$$

- **Définitions des tâches et leurs durées**

Concernant les collecteurs gravitaire et les collecteurs en refoulement les opérations à entreprendre sont d'abord le décapage de la couche de terre ou bien de goudron s'il s'agit d'une route, en suite on effectue le piquetage ou bien le traçage comme il est fait sur chantier ce qui conduit à l'exécution des tranchées et des fouilles pour les regards et pour les déversoirs d'orage, et puis un lit de sable doit être posé sur le sol généralement de l'ordre de 10 à 15 cm, après cette opération on passe à la mise en place des canalisations dans les tranchées et puis on entame l'assemblage des canalisations de l'aval vers l'amont afin d'éviter tout problème d'étanchéité du au glissement des canalisations sous l'effet de leur poids surtout en terrain de pente forte, on passera alors aux essais d'étanchéité pour les conduites et joints dans les tranchées, après cela on entame la construction des regards et le remblaiement des tranchées.

- **Planification des travaux**

Pour le projet de schéma directeur d'assainissement de la ville de Gouraya, nous avons établi le planning en présentant la charte de Gantt, qui est représenté ci-après

Les principales opérations à exécuter sont :

➤ **Station de relevage**

- A. Décapage de la couche de terre végétale
- B. Piquetage
- C. Excavation
- D. Construction de la bache en béton armé
- E. Construction de la chambre des vannes
- F. La dalle inférieure
- G. Les poteaux
- H. La dalle supérieure
- I. Les murs de surface
- J. Fixation de l'appareil de levage
- K. Clôture de sécurité
- L. Travaux de finition

➤ **Conduites de refoulement et gravitaire**

- A. Piquetage.
- B. Décapage de la couche de goudron (si elle existe) ou celle de la végétation.
- C. Exécution des tranchées et des fouilles pour les regards.
- D. Aménagement du lit de pose.
- E. Construction des regards.
- F. La mise en place des canalisations en tranchée.
- G. constructions des ouvrages annexes (les dessaleurs, les bassins de retenue, D. O.)
- H. Assemblage des tuyaux.
- I. Faire les essais d'étanchéité pour les conduites et les joints.
- J. Remblai des tranchées.

K. Travaux de finition.

Tableau VIII.1 Détermination du délai de la réalisation (station de relevage)

OPERATION	TR(jours)	DP		DPP		MT
		DCP	DFP	DCPP	DFPP	
A	1	0	1	0	1	0
B	1	1	2	1	2	0
C	12	2	14	2	14	0
D	35	14	49	14	4	0
E	30	14	44	19	49	5
F	21	49	70	49	70	0
G	14	70	84	70	84	0
H	21	84	105	84	105	0
I	10	105	115	109	11	4
J	7	105	112	112	119	7
K	14	105	119	105	119	0
L	15	119	134	119	134	0

Avec : TR: temps de réalisation, MT : marge totale.

DCP : date de commencement au plutôt.

DFP : date de finition au plutôt. DCPP: date de commencement au plutard.

DFPP : date de finition au plutard

Le chemin critique : **A-B-C-D-F-G-H-K-L** \sum TR = 134 jours

Et comme on a quatre (04) station de relevage on a besoin de 4 équipes pour les réalisée.

Tableau VIII.2 Détermination du délai de la réalisation (conduite de refoulement)

OPERATION	TR(jours)	DP		DPP		MT
		DCP	DFP	DCPP	DFPP	
A	7	0	7	0	7	0
B	3	7	10	7	10	0
C	14	10	24	10	24	0
D	12	24	36	27	39	3
E	15	24	39	24	39	0
F	15	24	39	24	39	0
G	7	24	31	32	39	8
H	7	39	46	39	46	0
I	11	46	57	46	57	0

Les chemins critiques : **A-B-C-E -H-I / A-B-C-F -H-I** \sum TR = 57 jours

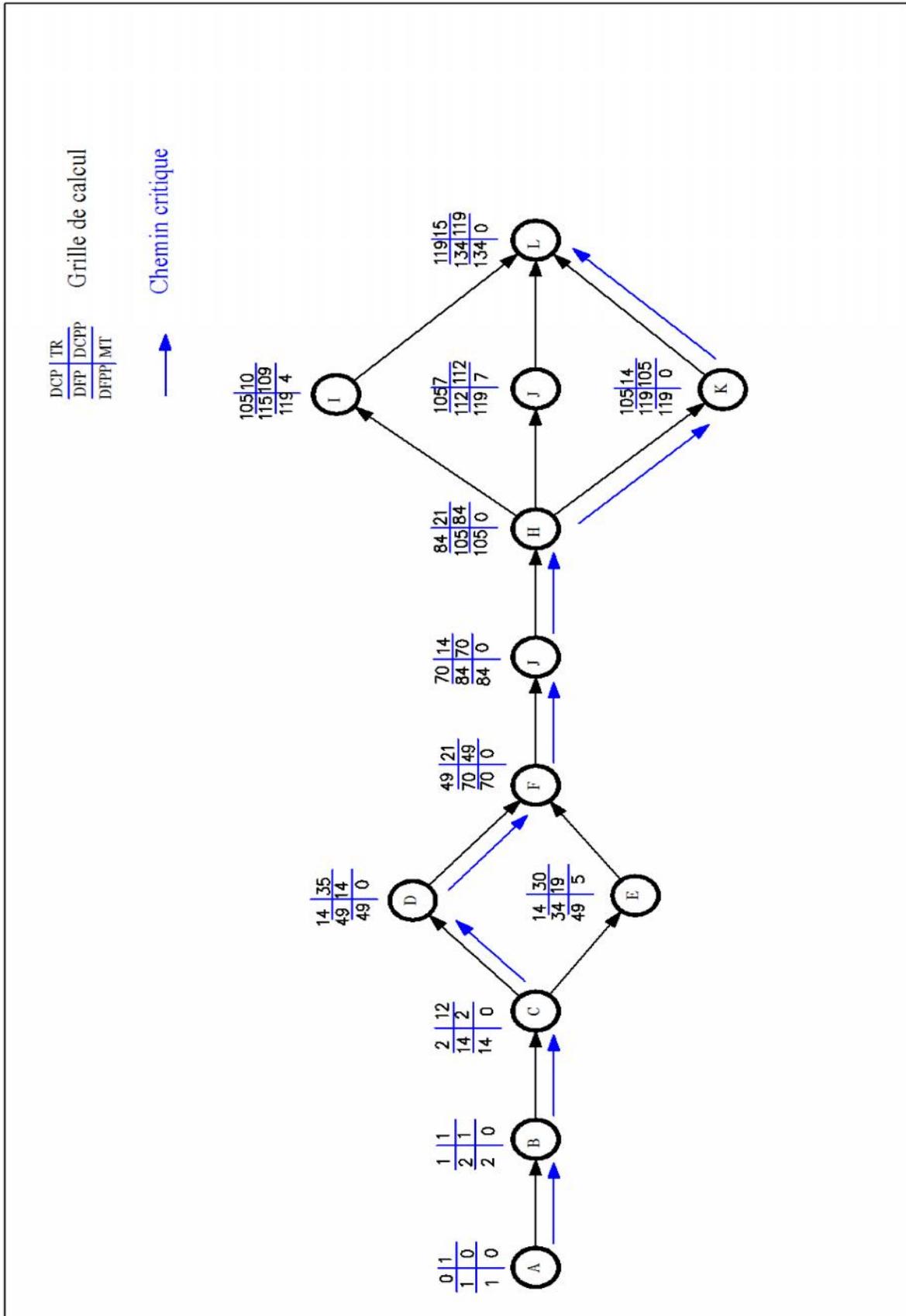


Figure VIII.1 Réseau à nœuds (station de relevage)

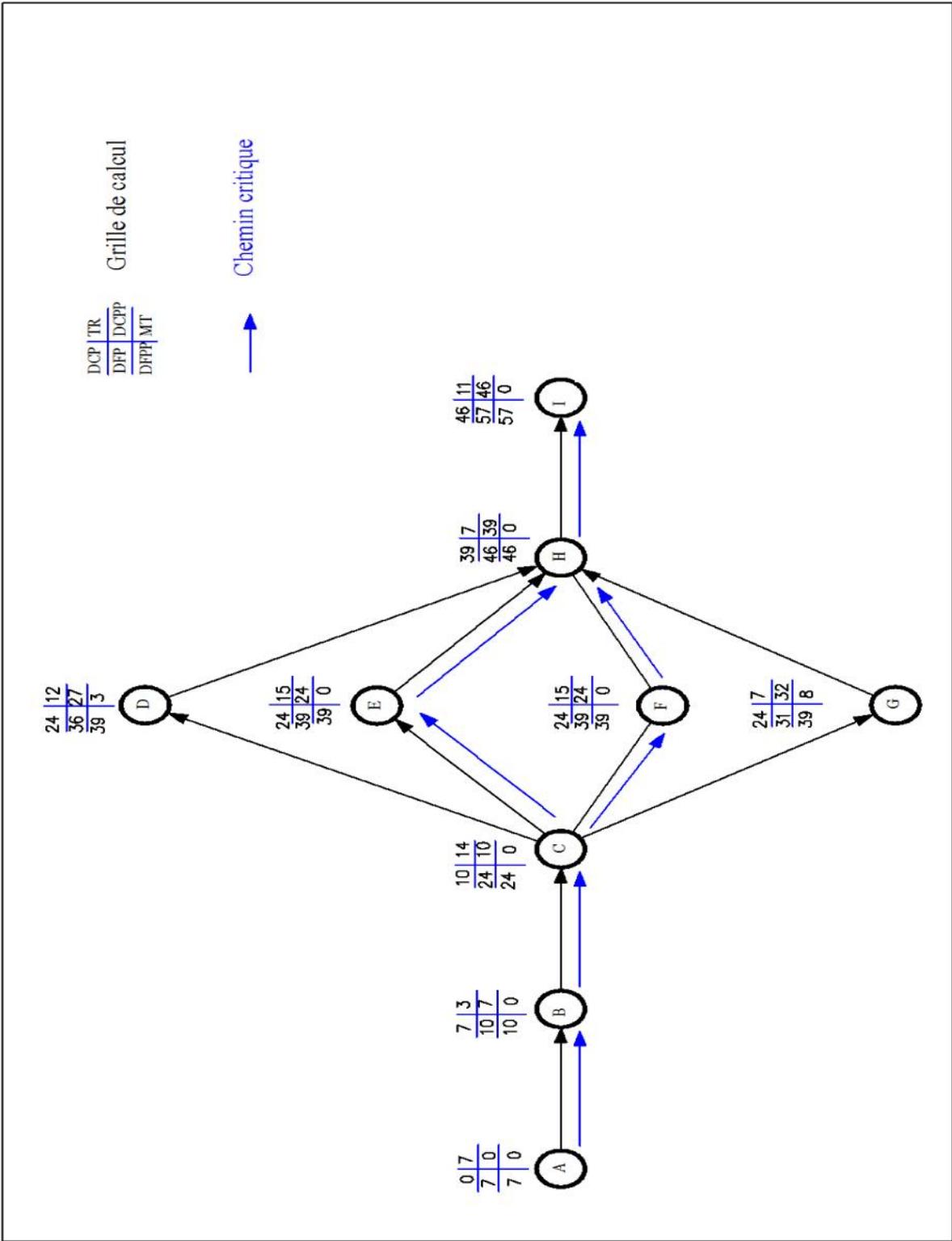


Figure VIII.2 Réseau à nœuds (conduite de refoulement)

➤ **La charte de Gantt**

La charte de Gantt est une représentation des opérations de travaux à l'aide de segments, c'est la méthode des barres.

C'est une technique qui consiste à réaliser d'après le réseau un diagramme à barres. Cette représentation est la plus appliquée dans les entreprises de construction, elle possède l'avantage sur la technique du réseau d'être plus lisible et très accessible aux personnels de l'entreprise et à toute personne impliquée dans le projet.

Le diagramme de Gantt est appliqué comme suit :

- Sur l'axe horizontal on mentionne les temps
- Sur l'axe vertical on mentionne les activités

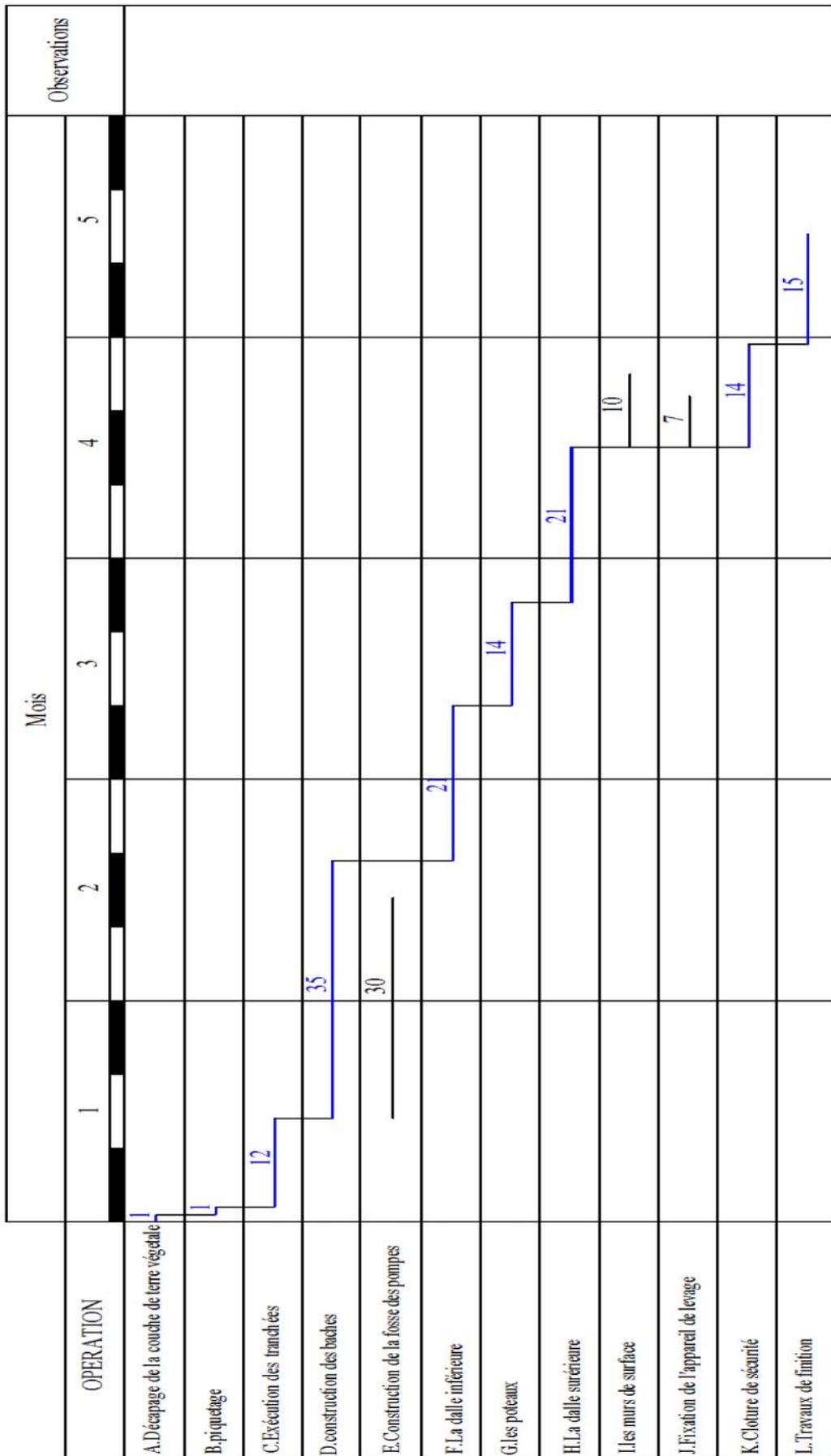
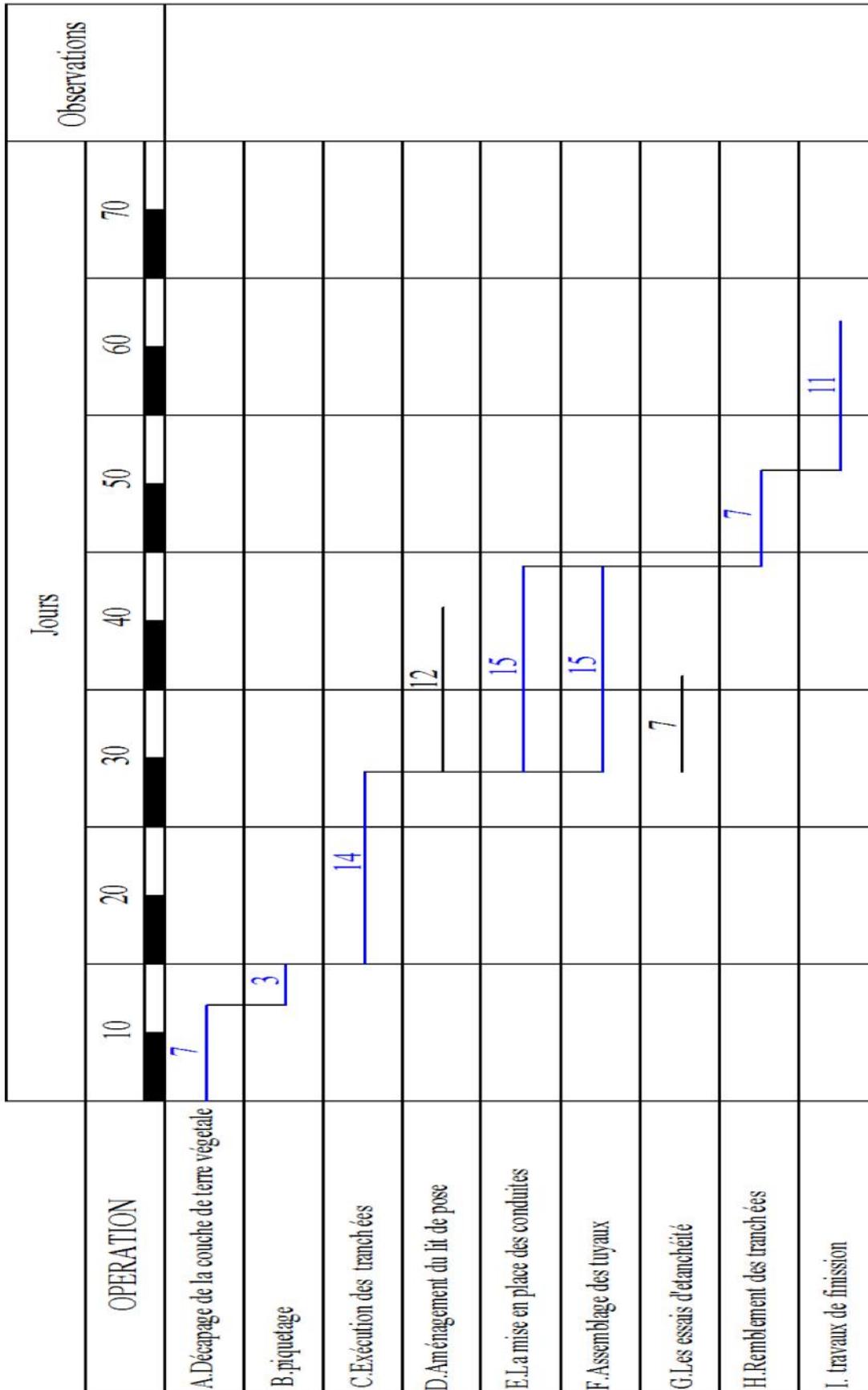


Figure VII.3 Planning des travaux (diagramme de Gantt) station de relevage



— Chemin critique

Figure VIII.4 Planning des travaux (diagramme de Gantt) station de relevage

Conclusion

Au terme de ce septième chapitre, nous pouvons conclure que d'après le diagramme de Gantt que les délais de réalisation sont de l'ordre de 6 mois et 12 jours au minimum.

Il est à signaler que ces durées ne sont pas exactes à 100%, car dans le cadre de cette étude, et par manque de données, elles ont été tirées de rapport et études à peu près similaires.

Protection et sécurité du travail

Introduction

La protection du travail comprend tout un système de mesure d'ordre social, économique, technique, hygiénique, organisationnel et juridique. Ceux-ci garantissent l'assurance de la protection de la santé des travailleurs. Les chantiers sont très dangereux et les accidents peuvent prendre naissance à tous moments, c'est pour cela qu'on doit chercher des solutions pour promouvoir contre ces derniers.

Les différents organismes intéressés par les sécurités lors du travail et les services d'inspection ont édicté un certain nombre de règlements applicables aux chantiers.

Ces règlements doivent être strictement appliqués. Ils contribuent à limiter au maximum les accidents de travail et dégageront la responsabilité des dirigeants du chantier qui pourrait être tenu comme responsable en cas que toutes dispositions n'avaient pas été prises pour l'application des règles du chantier.

1. L'hygiène et sécurité dans les stations de relevages

Les maîtres d'ouvrages entreprenant la construction ou l'aménagement de bâtiments destinés à l'exercice d'une activité industrielle sont tenus de se conformer à des règles édictées en fait de satisfaire aux dispositions législatives et réglementaires prévues dans l'intérêt de l'hygiène et la sécurité.

Ainsi le législateur oblige celui qui construit une station de relevage d'eau à concevoir des ouvrages permettant au personnel détecteur en toute sécurité les opérations d'exploitation et d'entretien. D'ailleurs, une bonne conception de ce point de vue évitera souvent de devoir engager par la suite des frais importants de (mise en conformité) ou de modification. Cela n'évitera cependant de prévoir certaines dispositions et consignes d'exploitation qui permettra d'utiliser dans les meilleures conditions les ouvrages réalisés.

2. Identification des risques lors de la conception des ouvrages

a) Les chutes

Le maître d'ouvrage pallie ce risque par la pose d'éléments normalisés tels que rambardes, garde-corps, plinthes, mains courantes, etc. Il délimite les zones de circulation piétonne par une signalisation de couleur conventionnelle, visible de jour comme de nuit et opte pour un sol antidérapant.

Lorsque du personnel travaille ou circule à une hauteur de plus de 3m en se trouvant exposé à un risque de chute dans le vide, des dispositifs de sécurité devront être mis en place pour y remédier (garde-corps, rampes, filets, lignes de vie ,etc.)

b) La température des locaux

Les équipements et caractéristiques des locaux de travail (chauffage, climatisation, isolation thermique, etc.) doivent permettre d'adapter la température ambiante à l'organisme humain pendant le temps de travail, compte tenu des méthodes de travail et des contraintes physiques supportées par les travailleurs.

c) Les installations électriques

Les bâtiments et les installations électriques des lieux de travail doivent être conçus et réalisés de telle façon qu'ils soient conformes aux dispositions fixées par la réglementation en vigueur sur les sécurités des travailleurs dans les établissements mettant en œuvre des courants électriques (code du travail).

L'accès à ces installations n'est autorisé qu'à du personnel habilité.

Les locaux doivent être clairement identifiés (affichage <<soins aux électrisés>>, etc.).

Les personnes intervenant sur une installation ou un équipement électrique doivent être protégées contre :

- Le risque de contact avec des pièces nues sous tension,
- Le risque de brûlure par projection de matière en fusion lors d'un court-circuit,
- Les risques spécifiques propres à certains matériels ou équipements (accumulateurs, machines tournantes, etc.)

Une bonne conception des ouvrages contribue à la prévention des accidents d'origine électrique si les interventions sur les pompes doivent se faire à l'aide de grues auto tractées. Il est déconseillé d'installer cette station à proximité de ligne électrique aérienne.

Quand cela est possible, il est conseillé de prévoir un arrêt de la ligne à quelques dizaines de mètres de l'ouvrage et de réaliser une alimentation souterraine.

Certaines gaz sont très corrosifs, principalement l'hydrogène sulfuré et il y a lieu de placer les installations électriques dans les endroits ventilés ou ces gaz ne risquent pas de s'accumuler ... le matériel antidéflagrant pourra, dans certains cas, être utilisé,

Sur le plan de l'exploitation l'accès au matériel sous tension sera réservé au personnel électricien. La prudence oblige à ne permettre les manœuvres des installations qu'à des salariés dont on aura vérifié les connaissances en matière de sécurité électrique. Des organismes agréés délivrent après un stage, une habilitation à effectuer des opérations et interventions d'ordre électrique. Il existe différents niveaux d'habilitation. Ils ne devront intervenir sur les machines tournantes qu'après s'être assurés et avoir signalé la mise à l'arrêt. La condamnation par cadenas est vivement souhaitable, à défaut, des pancartes doivent clairement indiquer l'interdiction de remise en marche.

Une condamnation du circuit de commande ne peut jamais être considérée comme un verrouillage de sécurité par suite de défauts d'isolement possible de ce circuit. L'ouverture du sectionneur, le débrogage de disjoncteur, l'enlèvement des fusibles sont seuls réellement sûrs.

L'attention du personnel doit aussi être attirée sur les risques des machines tournantes à démarrage automatique ou cyclique. Enfin, lorsque des capots ou cartes de protection sont retirés, les machines doivent être verrouillées à l'arrêt.

d) Appareils de levage

Les treuils, les ponts roulants, les potences, les palans, les poulies, les élingues et les crochets peuvent être à l'origine d'accidents graves. Ils font l'objet d'une réglementation contraignante et complexe.

Afin de s'assurer de leur bon état de fonctionnement, des vérifications périodiques doivent être prévues pour l'ensemble des appareils de levage et de leurs dispositifs de sécurité. Comme les agents chargés d'effectuer ces vérifications doivent être particulièrement qualifiés, il est souvent préférable de faire appel à des organismes de contrôle spécialisés dans ce genre d'opération.

e) Appareils de pression

Les réservoirs de compresseurs, des cuves anti-béliers sont les principaux appareils à pression de gaz utilisés dans les stations. Ces matériels doivent être maintenus en bon état, ils sont réglementés dès que leur pression de service est supérieure à 4 bars et que le produit P (bar) par V (litre) est supérieur à 80.

L'épreuve est obligatoire avant mise en service sur le lieu d'utilisation. Elle doit être renouvelée tous les 10 ans. Une vérification est à faire tous les trois ans. De même que le

matériel de levage, il est souhaitable que ces opérations soient faites par des organismes spécialisés.

On rencontre aussi sur les stations des appareils contenant d'autres gaz que l'air, souvent le chlore, parfois l'oxygène pur, ces appareils font eux aussi l'objet d'une réglementation particulière que doit connaître l'exploitant.

f) L'incendie

Ils devront être maîtrisés avant propagation en prévoyant des systèmes anti-incendie (pompe d'eau, extincteur...)

g) Les équipements de travail

Les équipements de travail soient conçus et construits de façon à ce que leur mise en place, utilisation ou maintenance n'exposent pas les travailleurs à un risque d'atteinte à leur sécurité ou leur santé.

Sont considérés comme équipements de travail :

- Les équipements de protection individuelle,
- Les machines (ensemble de pièces ou d'organes liés entre eux, dont un ou moins est mobile et réunis de façon solidaire en vue d'une application définie),
- sont concernés en particulier, les outils à main (perceuses, etc.) jusqu'aux ensembles industriels automatisés, en passant par les machines-outils ou les ponts roulants, les pompes, etc.

Toutes les machines doivent être munies de dispositifs permettant de l'isoler de chacune de ses sources d'énergie. Les dispositifs doivent être clairement identifiés et verrouillables.

Les points de réglage, de graissage et d'entretien doivent être situés en dehors des zones dangereuses.

Les machines doivent être identifiées de manière lisible et indélébile.

h) Les produits chimiques

L'utilisation de produits chimiques génère des risques pour le personnel lors de la maintenance des matériels, dans les stockages, sur les canalisations de transfert ainsi que lors des dépotages.

Le nom des produits doit être clairement indiqué tant sur les conduites de transfert que sur les cuves de stockage.

Il est impératif de ne pas faire se côtoyer des produits chimiques dont l'interaction peut entraîner des risques d'inflammation, des réactions exothermiques (dégagement de chaleur) Pour maîtriser les risques associés aux produits chimiques, les installations doivent être dotées de cuves de rétention avec revêtement approprié au produit (stockage, dépotage) De rideaux de protection (pompes doseuses), de ventilations, de douches et rince-œil, d'appareils respiratoires isolants, etc.

i) Les espaces confinés

Tous les ouvrages dans lequel l'air n'est pas renouvelé fait l'objet de précautions particulières visant à assurer la sécurité des travailleurs (ex : chambres de manœuvre de vannes, regard, puits, fosses, galeries techniques, etc.).

La présence de gaz tels que l'hydrogène sulfuré (H_2S), le méthane (CH_4), le monoxyde de carbone (CO) ainsi que l'appauvrissement en oxygène (O_2) ou la suroxygénation peuvent entraîner des conséquences graves voir mortelles pour les travailleurs qui doivent intervenir dans ces ouvrages.

Des consignes d'intervention ainsi que des matériels et équipements de protection (détecteurs, masques auto-sauveteurs, etc.) doivent être mis en place avant toute pénétration dans ces ouvrages.

3. Les risques provenant de produits dangereux

La présence normale ou accidentelle de produits corrosifs ou toxiques est un risque pour les salariés comme pour les matériels.

Il faut prévoir des mesures contre les risques de débordement ou d'éclaboussures des produits agressifs ou dangereux (ex : acide sulfurique, chlorure ferrique...) un bassin de rétention sera construit autour de la cuve les contenant, il sera étanche et résistant à l'agressivité du produit.

Pour se prémunir des dangers d'émanations gazeuses (chlore, hydrogène, sulfuré, ozone) les installations seront fréquemment vérifiées. On prêtera une attention particulière aux fosses, caves, zones en contrebas ou peuvent s'accumuler des gaz plus lourds que l'air (CO_2 , H_2S) particulièrement toxiques. On évitera ces risques en vérifiant ou mieux, en supprimant ces endroits chaque fois que cela est possible. En cas d'accident des équipements

de protection individuelle seront mis à la disposition des agents chargés de l'intervention. Ceux-ci devront connaître l'utilisation de ces équipements.

Il existe maintenant sur le marché de nombreux appareils de mesure spécifiques... explosivité, CO₂, CH₄, H₂S, O₂ munis d'alarme. Il convient toutefois de les vérifier une fois par an.

Les produits dangereux font l'objet d'une réglementation au titre du code du travail et à partir de certains volumes de stockage au titre des établissements classés.

4. Les travaux dans la station de relevage

Avant toute intervention dans une station le personnel doit connaître les risques qu'il peut y rencontrer ; la réglementation impose d'ailleurs d'informer les salariés exécutant des travaux d'entretien sur les règles de sécurité à respecter.

Il faut notamment indiquer les règles de circulation (les endroits dangereux ou interdits) les modes opératoires les plus sûrs, le fonctionnement des dispositifs de protection et de secours, la conduite à tenir en cas d'accident.

Lors de l'intervention d'entreprises extérieures l'exploitant est tenu de les informer des risques particuliers de la station et d'organiser une coordination entre les activités des divers simultanément, dans notre cas ne pas oublier d'insister sur les exigences dues à la potabilité de l'eau ni sur les risques de contamination par les eaux usées.

Pour la sécurité du personnel d'intervention, il est souhaitable que celui-ci ait quelques notions élémentaires qui lui permettent de conserver son sang-froid en cas d'accident. Il est utile, par exemple, d'avoir enseigné le maniement d'un extincteur, d'afficher à proximité du téléphone la liste des numéros d'urgence et, si possible, de former du personnel au secourisme. Cette formation est d'ailleurs indispensable pour les électriciens.

Dans le cas d'utilisation de protections individuelles, il serait illusoire de penser qu'il suffit de les remettre à l'agent pour qu'elles soient bien utilisées ; un harnais de sécurité, un appareil respiratoire ne sont pas d'un usage facile. L'encadrement a dans ce domaine un rôle important à jouer, il doit être informé de l'obligation de faire porter ces équipements, il doit connaître les méthodes d'enseignement et de démonstration de leurs utilisations.

Les stations de pompage ne sont pas des endroits plus ou moins dangereux que d'autres, elles ont leurs risques particuliers et ceux-ci doivent être connus à la fois des exploitants qui y travaillent et des constructeurs qui les conçoivent. L'amélioration de la

sécurité des travailleurs est devenue une obligation très contraignante du législateur qui poursuit et condamne lourdement les contrevenants, mais elle est aussi et, avant tout, une obligation sans laquelle il ne peut y avoir de projet technique acceptable.

5. Contrôles et vérifications obligatoires des installations et des matériels

Contrôles et vérifications périodiques des installations électriques, des équipements sous pression (récipients, tuyauteries, accessoires de sécurité et accessoires sous pression), des installations d'aération, des appareils mus mécaniquement (ponts roulants, portiques, palans, etc.) tous les matériels de secours incendie font l'objet de vérifications périodiques ainsi que les détecteurs automatiques d'incendie.

Ces contrôles et vérifications obligatoires s'appliquent également aux équipements de protection individuelle tels que :

- Appareils de protection respiratoire autonomes destinés à l'évacuation,
- Appareils de protection respiratoire et équipements complets destinés à des interventions accidentelles en milieu hostile,
- Gilets de sauvetage,
- Système de protection individuelle contre les chutes de hauteur.

6. La sûreté des installations

Les différents accès à l'eau potable sont vulnérables par effraction et présentent un risque majeur. Pour y remédier, des dispositifs spécifiques d'alerte peuvent être installés : Radars, contacts de portes, barrières infrarouges, etc.

Il est donc nécessaire en premier lieu de sécuriser les ouvrages en employant des matériaux de construction résistants, en doublant certains équipements comme les portes d'accès, en installant des barreaux aux fenêtres, etc.

Il est par ailleurs nécessaire que, 24 heures sur 24, toute intrusion ou tentative d'intrusion soit constatée en temps réel pour pouvoir mettre en œuvre rapidement les mesures de sauvegarde appropriées.

7. Mesures préventives dans certaines conditions

• Pose de conduites

Pendant l'emplacement des conduites dans la tranchée des élévations ne doivent en aucun cas présenter de défaillances mécaniques, il faut toujours procéder à un contrôle primaire de l'engin avant son installation.

- l'accès de la station doit être interdit aux personnes étrangères sans guide.
- La bâche ne surmontée d'aucune superstructure ainsi le personnel ne descend jamais dans Cette bâche et les groupes électropompes relevés pour entretien, sont auparavant nettoyés grâce à une bouche de lavage qu'il est très souhaitable d'installer à proximité.

- **Electrocution**

La prévention de cet accident électrique consiste à éviter de toucher à tout fil électrique qui tombe par terre et aussi s'assurer de l'existence des prises de terres et leur état, sur toutes les installations de relevage.

8. Environnement de la station de relevage

Il faut noter que les stations de relevage sont des ouvrages peu polluants, et de plus souvent situés dans des zones rurales, loin de toute habitation. Cependant, nous avons estimé nécessaire d'attirer l'attention des concepteurs sur deux problèmes :

-La transmission des bruits et des vibrations, problème en général mal connu et délicat à résoudre,

-Les odeurs dégagées par les effluents dans le cas de stations de relèvement d'eaux usées.

Ce sont aussi des ouvrages présentant, en général, peu de danger pour le personnel d'explication sous réserve de prendre, dès la conception, un certain nombre de dispositions.

A. Impact bruits et vibrations de station de relevage

Le problème de bruit et des vibrations causés par les installations de relevage n'est pas nouveau, il apparaît de façon plus aigüe aujourd'hui, en raison de l'exigence du confort qui se développe, tant pour le personnel d'exploitation que le voisinage.

Les bruits les plus aigus sont les plus pénibles à supporter, mais les plus faciles à absorber ou à arrêter, la fréquence propre de la plupart des matériaux étant basse, par contre, les sons graves sont difficiles à absorber et se propagent très facilement, en effet, les hautes fréquences se transmettent par l'air et se réfléchissent sur les parois ou il est facile de les absorber, alors que les basses fréquences se transmettent par la structure même du bâtiment.

1. Définition du bruit

Le bruit est une sensation physiologique due à une variation de pression au voisinage du tympan. La mesure physique du bruit tout en s'approchant du phénomène physiologique, ne le traduit qu'imparfaitement, l'écart étant d'autant plus grand que le bruit est complexe.

2. Origine des bruits

a. groupes électropompe

Dans un groupe électropompe fonctionnant normalement. La pompe fait peu de bruit, le moteur est à l'origine du problème, ces bruits sont :

- Mécanique (roulements, accouplements) ;
- magnétiques ;
- aérodynamiques (ventilation).

C'est toujours la ventilation qui est responsable des bruits les plus puissants et les plus désagréables. Ceci est dû en partie au fait que pour réduire le rapport poids/puissance des machines et améliorer l'utilisation de leurs parties actives, il a fallu constamment accroître les débits et vitesses de l'air, provoquant ainsi inévitablement une augmentation des bruits aérodynamique.

b. Canalisations et appareils hydrauliques

Aux vitesses élevées, on peut observer des bruits de turbulence dans les canalisations, mais dont le niveau demeure très inférieur aux perturbations acoustiques engendrées par les machines tournantes.

La cavitation dans les vannes et autres appareils hydrauliques constitue généralement la plus importante source de bruit permanent dans les canalisations.

Enfin, il faut signaler le cas du coup de clapet observé à l'arrêt des pompes, qui peut être très bruyant si on a placé un réservoir anti-bélier à l'aval immédiat du clapet et le bruit des compteurs volumétriques qu'on observe parfois et qui est due au choc du piston sur les parois.

3. Lutte contre les bruits aériens

Pour éviter les nuisances, deux voies sont possibles, empêcher le bruit de se produire ou l'empêcher de se propager.

En effet lorsque les ondes sonores heurtent une paroi une partie de l'énergie est réfléchiée, une autre traverse la paroi (énergie réfractée) et une dernière partie est absorbée

(transformée en chaleur). L'importance relative de ces différents phénomènes dépend des caractéristiques du parc : de la fréquence de l'onde, de son angle d'incidence.

D'une façon générale, l'énergie absorbée est d'autant plus forte que le matériau est poreux : étoffe, tapis, feutre, parois perforées.

A. Action sur les sources de bruit

Empêcher le bruit de se produire conduit donc à choisir des moteurs, et des pompes, à vitesse lente, mais ceci induit des problèmes d'encombrement et de prix.

On peut aussi, mais après avis de constructeur, envisager de réduire la ventilation (soit le nombre de pales, soit leur longueur). Le moteur peut parfois le supporter, mais par toujours, les constructeurs travaillant souvent à la limite du refroidissement nécessaire.

Pour diminuer les bruits mécaniques créés par les roulements, on peut aussi remplacer les roulements à billes par des roulements à rouleaux, voire dans le cas extrêmes par des paliers lisses.

Les bruits hydrauliques qu'on peut observer dans les pompes et canalisations peuvent être supprimés ou considérablement réduits, moyennement quelques précautions, dont nous citons :

- l'amélioration des risques de cavitation.
- La réduction des turbulences (vitesses suffisamment faibles, changement progressifs de section, rayons de courbure assez grands... ;
- La disposition de zones de tranquillisation à l'aspiration des pompes ;
- L'amélioration des coups de clapet.
-

B. Evaluation des impacts pendant la période du chantier

Durant la réalisation de la station, il y aura utilisation des machines de construction et de déblais et la circulation de véhicules qui peuvent être à l'origine d'une augmentation de charges diffuses et notamment des charges en matières polluantes.

Les principaux impacts du chantier (excavation, terrassement et génie civil), réalisation de chemin d'accès, transport des équipements et circulation d'engins. Aussi, aux travaux d'installation des équipements annexes et des différents raccordements nécessaires.

Les impacts négatifs prévisibles affecteront notamment le sol et l'air ambiant et auront une répercussion sur le personnel du chantier.

C. Impact dus à la pollution de l'air

Pendant la durée du chantier la poussière est due essentiellement aux travaux de terrassement et des mouvements des engins de chantier et il s'ensuivra :

- Une retombée des poussières sur les zones proches du site
- Une diminution de la visibilité;
- Une retombée des poussières sur les zones proches du site

C. Impact sur les eaux souterraines

En principe la simple existence des installations de traitement des eaux usées et la consommation de surface qui y est liée exercent en permanence une influence sur la nappe souterraine. En effet, l'imperméabilisation des sols empêche la percolation des précipitations. Ce qui se traduit par la réduction du potentiel de réalimentation des nappes phréatiques. L'écoulement accidentel de substances à caractère toxique peut entraîner la modification ou l'altération de la qualité de la nappe.

D. Impacts liés aux problèmes fondamentaux concernant le fonctionnement de la station de relevage

- Insuffisance du niveau de qualification du personnel.
- Inadéquation du matériel technique.
- Défaillances au niveau de l'alimentation en énergie.
- Trop forte charge polluante.
- Présence d'incendie sur le site de l'installation.
- Des erreurs dans le contrôle.
- Une faute de maintenance du système d'assainissement.
- Présence d'incendie sur le site de l'installation.

Cas de panne de l'installation relevages des eaux usées, le réseau d'égout ne pourrait plus fonctionner convenablement après le remplissage des égouts. Il peut provoquer une décomposition poussée des eaux dans les égouts, entraînant à San tour une augmentation considérable des odeurs nauséabondes.

Conclusion

L'amélioration de la sécurité des travailleurs est devenue une obligation très contraignante du législateur qui poursuit et condamne lourdement les contrevenants mais elle est aussi, avant tout, une obligation sans laquelle il ne peut y avoir de projet technique acceptable.

Les stations de relevage ne sont pas des endroits plus ou moins dangereux que d'autres, elles ont leurs risques particuliers et ceux-ci doivent être connus à la fois des exploitants qui y travaillent et des constructeurs qui les conçoivent.

Conclusion générale

La ville de Gouraya connaît un développement de population considérable dans ces dernières années, ce qui engendre une augmentation des besoins en eau donc augmentation de la quantité de rejet, dont le réseau existant ne répond plus.

A cet effet l'objectif principal de ce mémoire de fin d'étude, étant d'étudier en profondeur toutes les caractéristiques qui peuvent avoir une influence sur la projection de notre collecteur intercepteur qui permet d'évacuer tous les débits des eaux usées de l'agglomération dans des conditions favorables, qui pourra répondre à court, moyen, et long terme.

Ainsi, le premier chapitre consistera en une présentation de la zone d'étude, le second chapitre quant à lui, fera l'objet de l'identification des sources de pollution qui se déversent directement dans la mer, et afin de déterminer l'intensité de la pluie moyenne maximale, qui servira pour la détermination de la pluie de projet le chapitre d'étude hydrologique s'impose, et par conséquent à l'estimation des débits à évacuer, et tout ça sera détaillé dans le quatrième chapitre après le calcul du base qui est si important pour la bonne estimation des débits dans le troisième chapitre.

Le cinquième chapitre sera chargé d'étudier les variantes, et de proposer la meilleure solution pour notre problématique.

Le sixième chapitre sera le plus consistant de par son importance, il consistera en dimensionnement du collecteur intercepteur et différentes ouvrages projetés.

Et enfin, les deux derniers chapitres comprendront l'organisation de chantier et la protection et sécurité du travail.

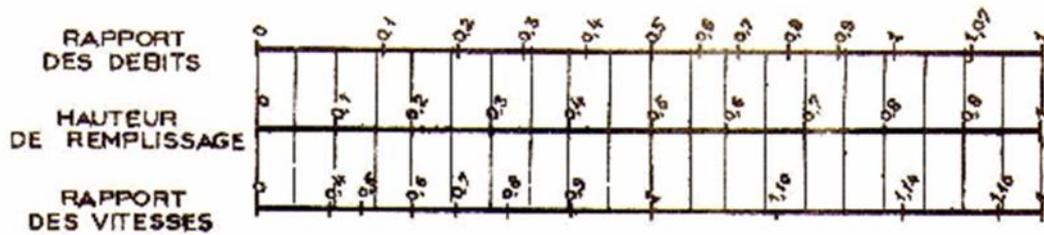
Références bibliographiques

- **ANRH** (Agence National des Ressources hydriques) Données pluviométriques
- **Bounader.E**, Thèse de Doctorat. Institut National des Sciences Appliquées, Lyon.
- **Bourrier. C** Les réseaux d'assainissement 3éme Edition : Lavoisier, Paris,1991.
- **Bourier.R.** Les réseaux d'Assainissement. Calcul-Application Perspectives» ; 11, rue Lavoisier.,pages 24,25,66,79,99.
- **Chiali**,Guide de pose des tubes et raccords en PVC.
- **Fresenius.W, Scheider.W** Technologie des eaux résiduaires. Production collecte.
- Traitement et analyse des eaux résiduaires. Institut Fresenius GmbH – Allemagne
- **Guerrée.H.**, 1986 Guide pratique de l'assainissement dans les agglomérations urbaines et rurales. Tome 1 : La collecte. Edition : Eyrolles - Paris. 1986.
- **Réméniéras. G**, Hydrologie de l'ingénieur. Collection des études et recherches d'électricité de France. Eyrolles, 1979.
- **Satin.M., Selmi.B** , Guide Technique de l'Assainissement. Edition : Le Moniteur. Paris.11999.
- **Touaibia. B**, Manuel Pratique d'Hydrologie. Presses Madani Frères. Blida.
- **Valiron.F**, Gestion des eaux. Alimentation en eau – Assainissement. Edition Lavoisier, 1989.
- **Valiron.F**, Mémento du gestionnaire de l'alimentation en eaux et de l'assainissement, Tome 2 : Assainissement urbaine. Edition Lavoisier. Paris,1994.

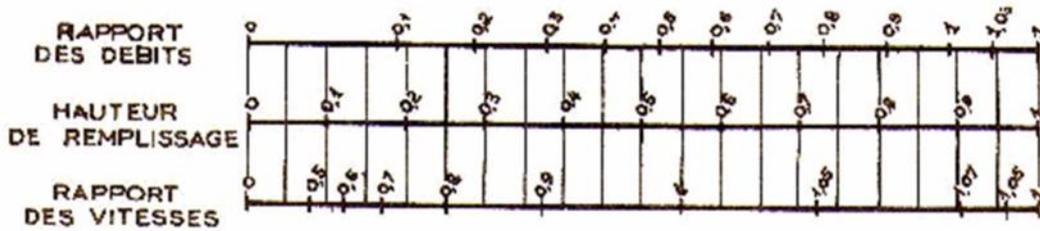
ANNEXE X

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

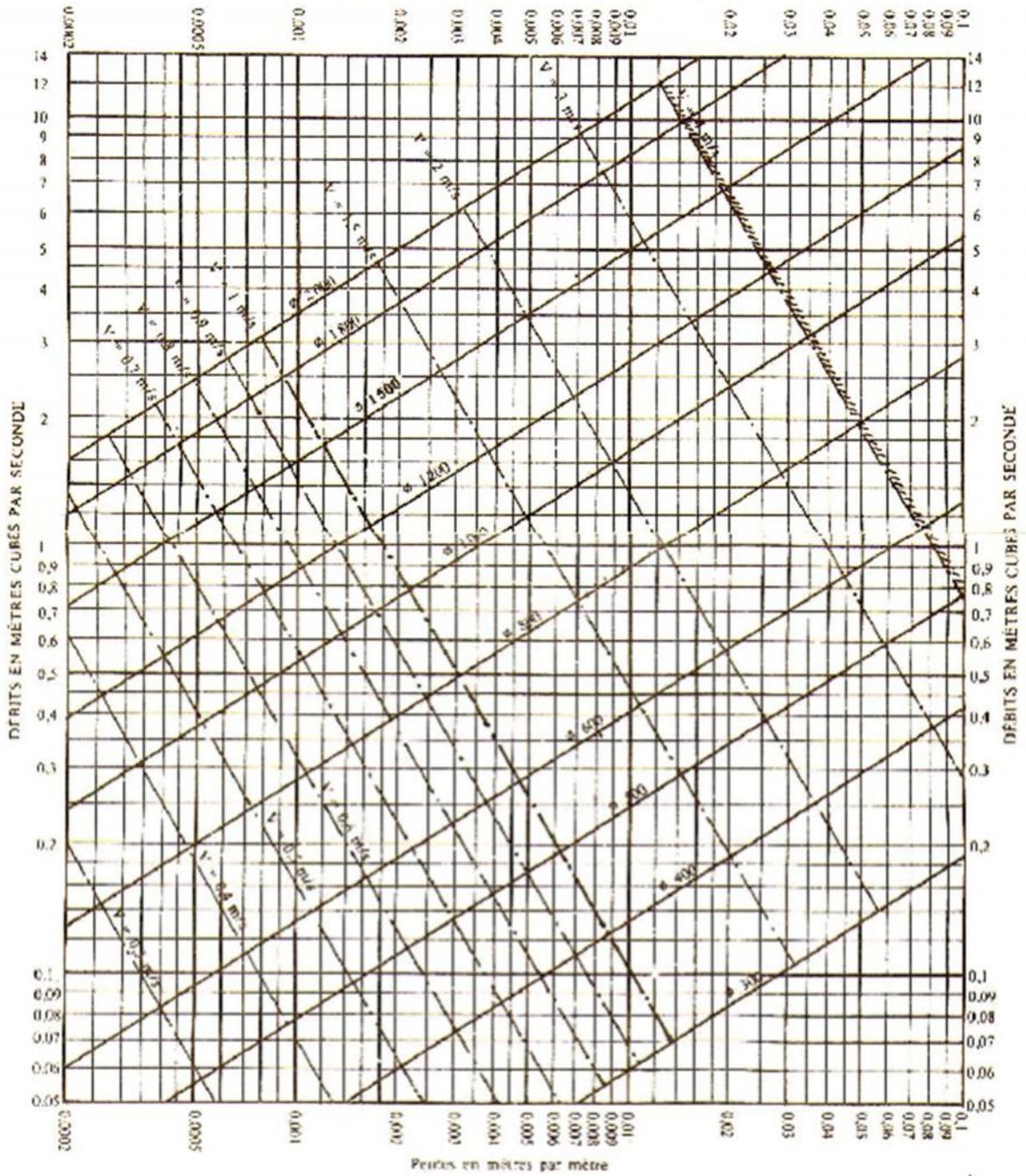


Exemple - Pour un ouvrage circulaire rempli aux 3/10, le débit est les 2/10 du débit à pleine section et la vitesse de l'eau est les 78/100 de la vitesse correspondant au débit à pleine section

Abaque I :

ANNEXE VII

RÉSEAUX PLUVIAUX EN SYSTEME UNITAIRE OU SÉPARATIF
(Canalisations circulaires - Formule de Bazin)



Abaque II :