

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
République Algérienne Démocratique et Populaire

وزارة التعليم العالي و البحث العلمي
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

المركز الجامعي بلحاج بوشعيب - عين تموشنت -
Centre Universitaire BELHADJ Bouchaib - Ain-Temouchent-



Institut de Technologie
Département de Génie de l'Eau et de l'Environnement

Mémoire de fin d'études pour l'obtention du diplôme de Master

Filière : Hydraulique

Spécialité : Hydraulique Urbaine

Thème :

Étude de refoulement des eaux usées du centre de
AIN-LARBAA vers la lagune de SIDI-SAFI

Soutenu : Juin 2018

Par: M^{me} Benkebouche Hanane

Devant le jury composé de

Mr GUEMOU.B	MCB	Président
Mme BELARBI.H	MAA	Examineur
Mme BENCHEKOUR.H	MAA	Examineur
Mr BENAICHA.M	MAA	Encadreur
Mr ABABOU.H	Cadre Technique	Co-Encadreur

Année Universitaire : 2017/2018

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ



REMERCIEMENT

Mes remerciements vont premièrement à Dieu tout puissant pour la volonté, la santé, et la patience, qu'il m'a donnée durant toutes ces années d'étude.

*Au nom de vertu de travail et de l'esprit d'élévation de la connaissance, je tiendrai à exprimer tous mon respect à mon encadreur: Mr **BENAICHA MOHAMED**, au Centre Universitaire Belhadj Boucheraib d'Ain Temouchent, de m'avoir orienté par ses conseils judicieux dans le but de mener a bien ce travail.*

*Un remerciement spécial pour mon Co-encadreur Mr. **ABABOU HABIB**, Ingénieur au niveau de la Direction des Ressources en Eau de la wilaya d'Ain Temouchent qui n'a pas hésité un moment pour me donner les informations dont on a eu besoin, de sa disponibilité, de ses conseils ont permis la réalisation de ce mémoire.*

*Mes remerciements les plus vifs vont aussi à Mr. **HAMOUCHE AHMED**, Pour leur soutien et ses idées scientifiques qui m'ont été très précieux.*

J'aimerais exprimer ma gratitude et mes sincères remerciements à tous les membres du jury pour avoir bien voulu donner de leur temps pour lire ce travail et faire partie des examinateurs

J'exprime également ma gratitude à tous les professeurs et les enseignants qui ont collaboré à ma formation depuis mon premier cycle d'étude jusqu'à la fin de mon cycle universitaire.

Sans omettre bien sûr de remercier profondément tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation du présent travail.

Enfin, et bien avant tout, que mes chers parents et familles, trouvent ici l'expression de mes remerciements les plus sincères et les plus profonds en reconnaissance de leurs sacrifices, aides, soutien et encouragement afin de m'assurer cette formation de master dans les meilleures conditions

BENKEBOUCHE HANANE





Dédicace

*Je dédie ce modeste travail mes chers parents pour
leur patience et leurs sacrifices et m'ont toujours
soutenus durant toutes les périodes
de vie dont le rêve était toujours de me voir réussir
Qu'ils sachent que leur place dans mon cœur et ma
pensée*

À

mon seul frère AHMED

À tous mes amis

La promotion 2018

À vous

BENKEBOUCHE HANANE



اهداء

الى الرقم (275) هذا الرقم الذي جمع التناقضات بين قلق و حزن و
بكاء و بين جنة و شهادة و هناء...

لم اجد من شيء اهديه لكم بعد الدعاء إلا ان اهديكم ثمرة خمس سنوات
من الكد و الاجتهاد.

رحمكم الله

- Résumé -

la pente du terrain représenté essentiel le paramètre qui détermine la nature ,le système et le schéma d'évacuation des eaux usées dans les villes et les agglomérations de façon à ce que ces eaux s'écoulent gravitairement vers l'exutoire (les oueds et les dépression).Mais dans certain cas cette pente fait défaut et la tâche devient difficile, donc on est obligé d'utiliser le pompage (relevage ou refoulement) comme une solution unique .

Et c'est ce que nous allons voir à travers ce mémoire qui est intitulé:

« Étude de refoulement des eaux usées du centre de AIN-LARBAA vers la lagune de SIDI-SAFI»

Est qui consiste à présenter la modification rapporté dans le réseau durant 26 ans ainsi que dimensionné la station de relevage refoulent vers le site de la station d'épuration.

Mots clés: Assainissement, eau usée, station de relevage, déversoir d'orage.

- ملخص -

تعتبر الانحدارات على سطح الأرض العنصر الأساسي الذي يحدد طبيعة النظام و مخطط صرف المياه المستعملة في المدن و التجمعات السكنية، بحيث تصرف هذه المياه بطريقة الجريان الحر تبعا للجاذبية الأرضية نحو الوسط المستقبل (الوديان و المنخفضات) ، و في بعض الأحيان يتعذر تطهير المدن من هذه المياه بهذه الطريقة فنلجأ عندئذ إلى استعمال الضخ (رفعا أو دفعا) كحل أخير.

و هذا ما سنتطرق إليه و نتعرض له من خلال هذه المذكرة المعنونة بـدراسة عملية الضخ الخاصة بالتطهير لقرية عين الاربعاء باتجاه محطة التصفية لمدينة سيد الصافي و التي تتلخص في دراسة التغيرات التي تطرأ على شبكة الصرف الصحي على مدى 26 سنة و حساب أبعاد محطة الضخ مع مراعاة الشروط الأساسية في حسن سير هذه الأخيرة.

الكلمات المفتاحية: الصرف الصحي -المياه المستعملة -محطة الضخ المياه المستعملة - قناة تصريف فائض المياه .

- Abstract -

The slope of the ground represents the essential parameter which determines the nature, the system and the diagram of drainage used in the cities and the agglomerations in the way to let this water runs out gravitationally towards the autlate (the wadis and depressions).But in certain cases this slope is missing and the task becomes difficult, therefore we must to use pumping (raising or repression) as a single solution.

And it is what we are going to see through this memory that is titled:

«Study of expulsion of waste water of the center of Ain-LARBAA towards the lagoon of SIDI-SAFI»

And which consists in presenting the modification brought back in the network for 26 years as well as sized the station of lifting repulse towards the site of the water-treatment plant.

Keywords: combined sewer overflows, west water, station collecting.

Liste des figures

chapitre I

Présentation de la zone d'étude

Figure I.01	Situation géographique de la commune Sidi Safi	01
Figure I.02	Présentation d'Ain Larbaa	02
Figure I.03	Carte d'état major d'Ain Temouchent 1/25000	03
Figure I.04	Extraction de la situation géographique d'Ain-Larbaa sur la carte d'état major Ain temouchent 1/25000	03
Figure I.05	l'Agglomération d'Ain Larbaa	04
Figure I.06	l'Agglomération d'Ain Larbaa la carte géologique d'Ain Temouchent	06
Figure I.07	La carte géologique de Béni-Saf	06
Figure I.08	Log stratigraphique des forges N° (85-05) du Sid Safi	09
Figure I.09	Log stratigraphique du forage N° (58-87) d'Ain Larbaa	10
Figure I.10	Histogramme des moyennes mensuelles de température série (1950-2010)	14
Figure I.11	Graphe d'humidité moyenne mensuelle	16
Figure I.12	Répartition moyenne mensuelle d'évaporation (1950-2005)	16
Figure I.13	Histogramme de précipitation moyenne mensuelle	19
Figure I.14	Graphe de précipitation moyenne maximal	19
Figure I.15	Les deux réservoirs 500 et 250 m ³	20
Figure I.16	Réservoir du centre d'Ain Larbaa de 5000 m ³ en cour d'exécution	21
Figure I.17	Forage Sid-Safi	21
Figure I.18	Schéma représentatif la situation d'AEP de centre de Ain-Larbaa	22
Figure I.19	Bassin de décantation d'Ain-Larbaa	23
Figure I.20	Schéma représentatif la situation d'assainissement de centre d'Ain-Larbaa	24

chapitre II

Estimation des débit des eaux usées

Figure II.01	Variation de la population de la ville d'Ain-Larbaa	27
---------------------	---	----

Figure III.01	Schéma de principe de déversoir d'orage.	38
Figure III.02	Photos des différents types des déversoirs d'orage	39
Figure III.03	Déversoir à seuil latéral avec entonnement, vue de dessus	40
Figure III.04	Déversoir à seuil frontal pur, vue en coupe et vue en plan	40
Figure III.05	Abaque (Ab.5) la variation des débits et de la vitesse en fonction du remplissage .	45
Figure III.06	Schéma principal du système de refoulement des eaux usées (Ain-Larbaa)	50
Figure III.07	Aménagement de station de relevage (Ain-Larbaa) .	51
Figure III. 08	Panier dégrilleur .	52
Figure III.09	Ventouse triple fonction .	53
Figure III.10	Clapet à poule.	53
Figure III.11	Schéma de montage d'un clapet anti retour.	53
Figure III.12	Exemple de la vanne murale .	53
Figure III.13	Vanne à opercule .	54
Figure III. 14	Du modèle du débitmètre électromagnétique .	54
Figure III.15	Té.	55
Figure III.16	Cône de réduction a bride .	55
Figure III.17	Coude à différent coud.	55
Figure III.18	Raccord à bride major .	55
Figure III.19	Exemple d'une station de pompage circulaire .	55
Figure III. 20	Présentation d'une bache exemplaire .	58
Figure III.21	Schéma de KSB (KSB caractéristique technique) .	62
Figure III.22	Les courbes caractéristiques de notre pompes de type .	63
Figure III. 23	point de fonctionnement du notre pompe.	64

Figure IV.01	Profondeur de tranchée	79
Figure IV.02	Position de conduites	79
Figure IV.03	Sécurité contre l'effondrement	82
Figure IV.04	Niveleuse automotrice	82
Figure IV.05	Bulldozer	82
Figure IV.06	Pelle équipée en rétro	83
Figure IV.07	Chargeur	83
Figure IV.08	Compacteur	84

Figure IV.09	Planning des travaux pour la conduite de refoulement(diagramme de Gantt)	94
Figure IV.10	Planning des travaux pour le déversoir d'orage (diagramme de Gantt)	96
Figure IV.11	Planning des travaux pour le bassin de dissipation (diagramme de Gantt)	98
Figure IV.12	Planning des travaux pour la STR (diagramme de Gantt)	99
Figure IV.13	Planning final du projet (diagramme de Gantt)	99

Liste des tableaux

chapitre I

Présentation de la zone d'étude

Tableau I.01	Formation lithologique avec localisation de différent étage de la zone d'étude	07
Tableau I.02	Récapitulatif des résultats des forages hydraulique Commune de Sidi Saf	08
Tableau I.03	Colonnes lithologiques des sondages carottés, Sud de Ain-Larbaa	11
Tableau I.04	Sources exploitées pour l'alimentation en eau	11
Tableau I.05	Caractéristiques du barrage de Mekhaïssia	12
Tableau I.06	Température moyennes mensuelles de la station de beni saf (1913-2010)	13
Tableau I.07	L'Humidité d'Ain Temouchent (1950-2005)	14
Tableau I.08	l'2vaporation d'Ain Temouchent (1950-2005).	16
Tableau I.09	Série pluviométrie de la station Hamam Bouhdjar (1970-2011)Code 40415(X=167.20 Km;Y=237.45 Km; Z=153m)	17
Tableau I.10	Précipitation maximale journalière de la station Hamame Bouhdje (1970-2011) Code 400415 (X=167.2 Km; Y=237.45 Km ;Z=153 m).	18

chapitre II

Estimation des débits des eaux usées

Tableau II.1	Evolution de la population d'Ain-larbaa	27
Tableau II.2	les besoin en eau potable de l'équipement existant	28
Tableau II.3	les besoin en eau potable des équipements projetés (D.U.C)	29
Tableau II.4	Débit de consommation moyen totale (domestique+équipement)	29
Tableau II.5	Débit de l'eau usée	30
Tableau II.6	Coefficient de ruissellement en fonction da la densité de population	32
Tableau II.7	Coefficient de ruissellement en fonction de la densité de population	32
Tableau II.8	Coefficient de ruissellement en fonction de la catégorie d'urbanisation	32
Tableau II.9	Pluie maximale journalière	33

Tableau II.10	Pluie maximal fréquentielles	34
Tableau II.11	l'intensité pluviale aux différentes fréquences (minutes)	34
Tableau II.12	Débit des eaux pluviaux p35	35
Tableau II.13	Estimation de débit déversé	35

chapitre III

Dimensionnement de la station de relevage et les ouvrages en ligne

Tableau III.01	Calcule de la côte du projet	44
Tableau III.02	Pente hydraulique	44
Tableau III.03	Tableau récapitulatif du calcule hydraulique des collecteurs	48
Tableau III.04	Tableau récapitulatif de dimensionnement DVO	49
Tableau III.05	Dimensionnement da la bache	57
Tableau III.06	résultat de détermination de HMT de la pompe	61
Tableau III.07	les donnés caractéristiques de la pompe et le conduit.	65
Tableau III.08	les avantage et l'inconvénient de chaque type de pompe.	66
Tableau III.09	Tableaux récapitulatifs de différente moyenne de sécurité anti-bélier	67
Tableau III.10	Calcule de coup de bélier	71
Tableau III.11	Comparaison entre les pressions	71
Tableau III.12	les dimensions de chaque partie de la station	75
Tableau III .13	Caractéristiques de la conduite de refoulement	75

chapitre IV

Réalisation du projet

Tableau IV.01	Coefficient de foisonnement	87
Tableau IV.02	Largeur et profondeur du tranché	87

Tableau IV.03	Volume de travaux	88
Figure IV.04	Différent volume du béton pour DVO	89
Tableau IV.05	Récapitulatif des calcule pour DVO	90
Tableau IV.06	Volume du terrassement totale pour les regards ventouse et vidange.	90
Tableau IV.07	Volume du terrassement pour la station de relevage	91
Tableau IV.08	Différent volume du béton pour la station de relevage	91
Tableau IV.09	Différent volume du béton pour bassin de dissipation	91
Tableau IV.10	Récapitulatif des calcule pour bassin de dissipation	91
Tableau IV.11	Détermination du délai de la réalisation (conduit de refoulement)	94
Tableau IV.12	Détermination du délai de la réalisation (déversoir d'orage)	96
Tableau IV.13	Détermination du délai de la réalisation STR	98
Tableau IV.14	Détermination du délai de la réalisation (Bassin de dissipation)	99

SIGNES ET ABREVIATIONS

Symboles	Dénominations
ANRH	Agence Nationale des Ressources Hydrauliques
PDAU	Plan Directeur d'Aménagement Urbain.
RN	Route Nationale.
C.W	Chemin de la Wilaya.
DN	Diamètre Nominale.
EU	Eaux Usées.
Ha	Hectare.
Km	Kilomètre.
ONM	Office National de la Météo.
BD	Bassin de dissipation .
PN	Pression Nominale.
POS	Plan d'Occupation des Sols.
PVC	Polyvinyle Chloride.
RGPH	Recensement Générale de la population et l'habitat.
STEP	Station d'Épuration.
STR	Station de relevage.
D.U.C	Direction Urbaine et Construire.
D.R.E	Direction des Ressources en Eau.
CAO	Conduite en béton armée ordinaire.
DVO	Déversoir d'orage .
CTN	Cote du Terrain .
CR	Cote Radier.
Hab	Habitant.

Remerciement	
Dédicace	
اهداء	
Résumé	
الملخص	
Abstract	
Liste des figures	
Liste des tableaux	
Liste des abréviations	

Introduction général	1
-----------------------------------	---

chapitre I

Présentation de la zone d'étude

Introduction	2
I.1 la situation géographique de zone étudiée Ain Larbaa.....	3
I.2 Structuration de l'agglomération secondaire d'AIN-LARBAA.....	5
I.3 situation socio-économique.....	6
I.4 Morphologie de site.....	6
I.5 Aperçu géologique, hydrogéologique et géotechnique.....	6
I.5.1 Aperçu géologique.....	6
a) Carte géologique au 1 /50 000.....	6
b) Les sondages hydrauliques.....	9
I.5.2 Hydrogéologie.....	12
I.5.3 Aperçu géotechnique.....	13
I.6 Hydrologie.....	13
I.7 Climat.....	14
I.7.1 Température.....	14
I.7.2 Vent.....	16
I.7.3 Humidité.....	16
I.7.4 l'Evaporation	17
I.7.5 Précipitation.....	18
I.8 Situation hydraulique d'AIN-LARBAA.....	21

I.8.1 situation de l'alimentation en eau potable du centre d'Ain-larbaa.....	21
I.8.2 situation de l'assainissement de centre d'Ain-Larbaa.....	24
Conclusion.....	26

chapitre II

Estimation des débits des eaux usées

Introduction.....	27
II.1 Situation démographique	27
II.1.1 Situation de la population.....	27
5II.1.2 l'Evolution de la population annuelle.....	27
II.1.3 l'Evolution de la population en extension.....	27
II.2 Estimation du débit.....	28
II.2.1 Débit de l'eau usée.....	28
II.2.1.1 Débit de consommation moyenne totale.....	28
II.2.1.2 Evaluation débit de l'eau usée.....	30
II.2.2 Débit de l'eau pluviale.....	31
II.3 La méthode rationnelle.....	32
II.3.1 Coefficient de ruissellement.....	32
II.3.2 l'Intensité pluviale.....	34
II.3.3 Calcule de la précipitation maximale journalière.....	34
II.3.4 Calcule de l'intensité pluviale.....	35
II.3.5 Choix de l'intensité pluviale.....	36
II.4 Evaluation de débit déversé.....	36
Conclusion	37

chapitre III

Dimensionnement de la station de relevage et les ouvrages en ligne

Introduction.....	38
-------------------	----

III.1 Définition de déversoir d'orage.....	38
III.1.2 Emplacement des déversoirs d'orage.....	39
III.1.3 Type des déversoirs.....	39
III.1.4 Fonctions de déversoir.....	42
III.1.5 Principe de dimensionnement.....	43
III.1.6 Dimensionnement de déversoir.....	44
III.2. Recommandations principales pour la station de.....	50
III.2.1 Choix du site de la station de relevage.....	50
III.2.2 Données de base initiales.....	51
III.2.3 Composition de la station de relevage.....	52
III.2.4 Dimensionnement de la bête.....	57
III.2.5 Equipement sanitaire.....	59
III.3 Conduite de refoulement.....	60
III.3.1 Dimensionnement de la conduite de refoulement.....	60
III.3.2 Calcul de la hauteur manométrique totale (HMT).....	60
III.3.2.1 la hauteur géométrique H_g	61
III.3.2.2 Perte de charge linéaire.....	61
III.3.2.3 Perte de charge singulière.....	62
III.3.2.4 Pertes de charge totales.....	62
III.3.3 Le choix du groupe électro pompe.....	62
III.3.3.1 Choix de nombre et de type de pompes.....	62
III.3.4 Les courbes caractéristiques de la pompe.....	64
III.3.5 La courbe caractéristique de la conduite.....	65
III.3.6 Le Point de fonctionnement de pompe.....	65
III.3.7 Catégorie des pompes.....	66
III.4 Coup d béliet.....	68
III.4.1 Conséquences du coup de béliet.....	68
III.4.2 Coup de béliet dans les pompes.....	68

III.4.3 Risques dues aux coups de bélier.....	69
III.4.4 Protection des conduites de refoulement.....	69
III.4.5 Calcule le coup de bélier.....	71
III.5 Etude électrique de la station de relevage STR.....	72
III .5.1 Détermination de la puissance de la pompe.....	73
III.5.2 Détermination de la puissance du moteur.....	73
III.5.3 Dépense journalière en énergie électrique.....	73
III.5.4 Calcule du courant nominal.....	74
III.5.5 Calcule de la puissance apparente nécessaire.....	74
III.5.6 Régularisation de la station de pompage.....	74
III.5.7 Eclairage intérieur et extérieur.....	75
III.6 Bassin de Dissipation.....	75
III.6.1 Dimensionnement de bassin.....	75
Conclusion.....	76

chapitre IV

Réalisation du projet

Introduction.....	77
IV.1 Dossier avant le projet sommaire	77
IV.2 Dossier du marché.....	77
IV.3 Réalisation du réseau d'assainissement.....	77
IV. 3.1 Implantation du tracé des tranchées sur le terrain.....	77
IV.3.2 Emplacement des jalons (piquetage).....	78
IV.3.3 Vérification, manutention des conduites et des regards.....	78
IV.3.4 Emplacement des canalisations.....	78
IV.3.5 Exécution des travaux.....	79
IV.3.5.1 Découpage de la couche végétale.....	79

IV.3.5.2 Emplacement des jalons des piquets.....	80
IV.3.5.3 Exécution des tranchées.....	80
IV.3.5.4 Aménagement du lit de sable.....	81
V.3.5.5 Pose des canalisations en tranchées.....	81
IV.3.5.6 Confection des joins.....	82
IV.3.5.7 Réalisation des regards.....	82
V.3.5.8 Epreuve des canalisations et essais du réseau.....	82
IV.3.5.9 Remblaiement des tranchées.....	82
IV.3.6 Sécurité contre l'effondrement.....	83
IV.3.7 Choix des engins.....	83
IV.3.8 le rendement des engins.....	85
IV.3.9 Fourniture et pose de la conduite d'adduction par refoulement.....	87
IV.3.9.1 Travaux terrassements pour la conduite de refoulement.....	87
IV.3.9.2 Exécution des travaux pour le déversoir d'orage.....	89
IV.3.9.3 Exécution des travaux des regards pour ventouse et vidange.....	91
IV.4 Station de relevage et bassin de dissipation.....	92
IV.4.1 L'exécution des travaux de la station de relevage et bassin de dissipation.....	92
IV.5 Elaboration du planning prévisionnel de travail.....	93
IV.5.1 Le planning prévisionnel de travail.....	93
IV.6 Organisation du chantier et méthode d'exécution des travaux.....	94
IV.6.1 Rôle de l'organisation du chantier et des méthodes d'exécution.....	94
IV.7 planification des travaux.....	95
IV.7.1 Planification des travaux de Conduite de refoulement.....	95
IV.7.2 planification des travaux pour déversoir d'orage.....	96
IV 7.3 planification des travaux pour bassin de dissipation.....	98
IV.7.4 planification des travaux pour la station de relevage.....	99
IV.7.5 Planning final du projet.....	100
IV .8 Devis quantitatif et estimatif.....	101

IV. 8.1 Devis estimatif d'établissement pour notre projet.....	101
IV.8.2 Devis global.....	113
Conclusion.....	114
CONCLUSION GENERALE.....	115
REFERANCE BIBLIOGRAPHIE	117

Introduction Générale

INTRODUCTION GENERALE

"L'eau et l'assainissement sont indispensables à la santé publique. Je dis souvent qu'ils en constituent la base, car lorsqu'on aura garanti à tout un chacun, quelles que soient ses conditions de vie, l'accès à une eau salubre et à un assainissement correct, la lutte contre un grand nombre de maladies aura fait un bond énorme".

Dr. LEE Jong-wook, Directeur général de l'Organisation mondiale de la Santé

L'assainissement des eaux est une question de santé publique qui intéresse les collectivités locales. Les eaux usées et les eaux pluviales véhiculent de plus en plus de pollutions, et il s'agit de savoir comment les traiter de manière efficace, sans dégrader l'environnement.

Un projet d'assainissement est devenu une solution primordiale pour la protection d'hygiène du milieu environnant et joue un rôle important, dans préservation de la santé de populations. Dans le domaine de l'hydraulique, diverses techniques urbaines se proposent, pour l'assainissement des agglomérations par exemple à pour but d'assurer la collecte et le transit de la rétention de l'ensemble des eaux polluées, pluviales ou usées soient-elles. Il procède également au traitement de ces eaux avant leur rejet dans le milieu naturel.

On observe depuis les dernières années une urbanisation croissante et une densification spatiale importante dans la zone AIN-LARBAA la commune de SIDI-SAFI, la commune couvre une superficie de 6523 Ha, ce qui représente 2,75 % de superficie totale de la wilaya d'Ain-Temouchent. La commune jouit d'une position assez privilégiée, en plus de sa façade maritime qui lui octroie un rôle dans le tourisme.

Les infrastructures d'assainissement sont malheureusement très insuffisantes et très peu développées (bassin de décantation) dans le site de AIN-LARBAA induisant des maladies divers liées à la vie dans un environnement insalubre ainsi que pour la protection de l'environnement, donc il est impératif de réaliser une station de relevage pour permettre le refoulement des eaux usées vers la STEP de Sidi-Safi.

Notre étude se scinde essentiellement en trois parties fondamentales: Dans un premier lieu, on entamera des expertises en se basant sur des visites sur terrain. Ces visites qui avait pour but d'acquérir les données pour établir un diagnostic du réseau existant.

En second lieu, nous passerons aux évaluations des débits et aux calculs hydrauliques du système de refoulement, en incluant la zone d'étude et ses extensions.

En dernier lieu, une organisation de chantier, la gestion et le coût total de notre projet.

Nous avons essayé dans notre mémoire fin d'étude d'avoir les bonnes solutions Techniques et économiques pour l'évacuation des eaux usées du projet

Chapitre I

Présentation de la Zone d'Etude

Introduction

La commune SID-SAFI est située au Nord Ouest de la Wilaya de Ain-Temouchent et rattachée à la Daïra de Béni-Saf et a pour limites :

- Au Nord : la mer méditerranée
- Au Sud : la commune de Ain Tolba
- A l'Est : la commune de Sidi Ben Adda
- A l'Ouest : la commune de Béni Saf

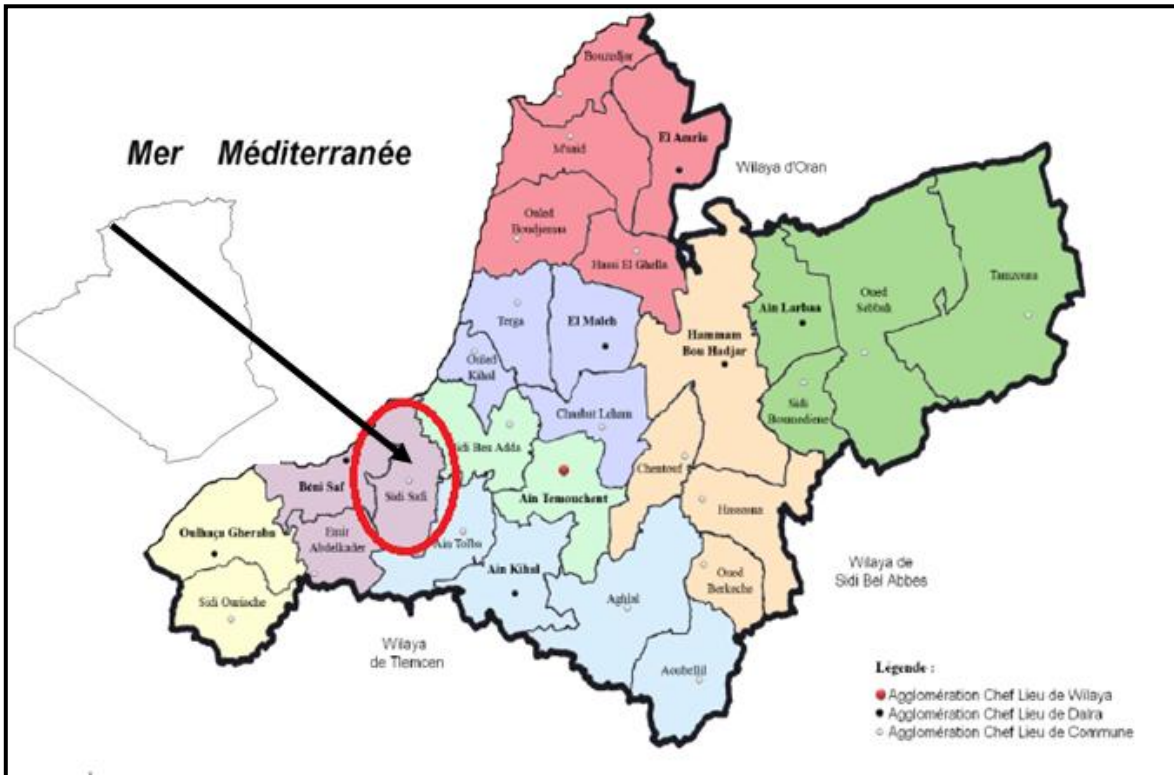


Figure I.1 La situation géographique de la commune Sid Safi

La commune couvre une superficie de 6523 Ha, ce qui représente 2,75 % de superficie totale de la wilaya d'Ain-Temouchent.

La commune jouit d'une position assez privilégiée. En plus de sa façade maritime qui lui octroie un rôle dans le tourisme, elle est à des distances modestes de grands pôles urbains (Béni Saf, d'Ain Témouchent, Tlemcen) dont elle tire profit et bénéficie d'un réseau d'infrastructures appréciable.

Le poids démographique de la commune de Sidi Safi n'est pas très important. En 2016, il est estimé à 8750 habitants, soit une densité de 133 HAB / Km² contre 765 à Béni Saf alors que la moyenne Wilaya est estimée à 175 HAB / Km². [17]

I.1 la situation géographique de zone étudiée Ain Larbaa

- Le site d'Ain Larbaa occupe une superficie de 100 Ha. A ce titre, il couvre toute l'agglomération secondaire.

Il est délimité :

- Au Nord par une station d'essence et un terrain agricole.
- A l'Est par un terrain agricole et une piste.
- A l'Ouest par le chemin de wilaya CW10.
- Au Sud par un terrain agricole et du maquis



Figure I.2 Présentation d'Ain larbaa (Google earth 2017)

Sise sur le CW 10, entre l'agglomération de Sidi Safi et la ville de Béni Saf, l'emplacement de Ain Larbaa a une situation plus privilégiée en tant que passage obligé de l'ACL communale vers l'agglomération urbaine et la zone industrielle.

Le site d'implantation est une colline à sommet plat d'altitude comprise entre 210 et 230 m du Sud vers le Nord. Le point culminant est à 233 m sur lequel se trouve le noyau ancien de l'agglomération.[17]

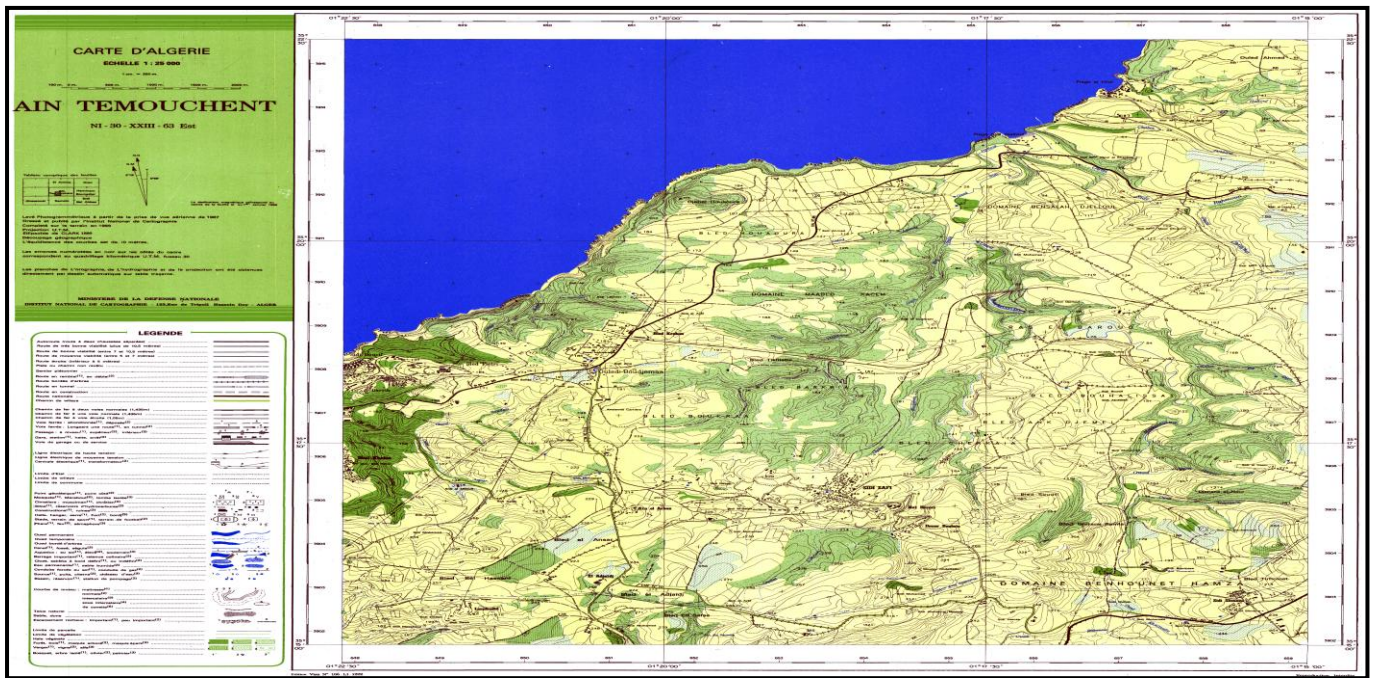


Figure I.3 Carte d'état major d'Ain Temouchent 1/25000

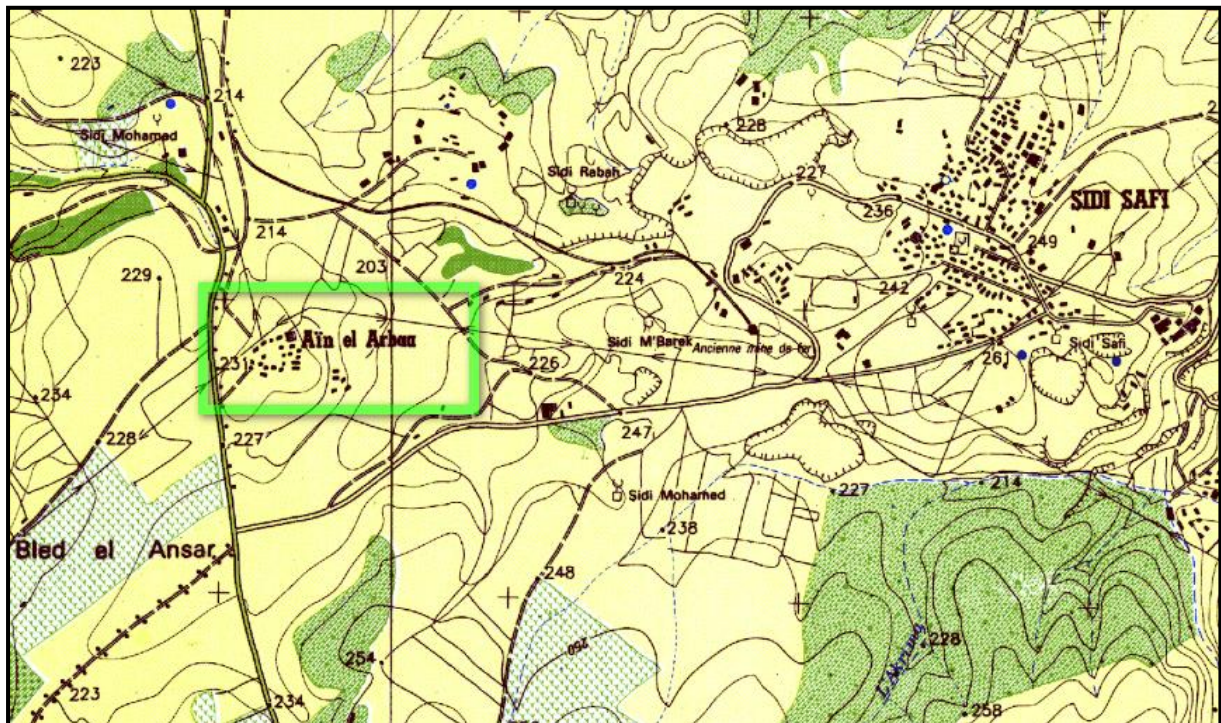


Figure I.4 Extraction de la situation géographique d'AIN-LARBAA sur la carte d'état major Ain-Temouchent 1/25000.

I.2 Structuration de l'agglomération secondaire d'AIN-LARBAA

L'agglomération de Ain Larbaa est structurée par un axe principal à savoir le CW10, et à partir de cet axe, prend naissance un axe secondaire qui traverse le périmètre d'étude dans la partie Sud

Le périmètre d'étude est divisé en deux (02) secteurs d'urbanisation :

- Secteur urbanisé (UA) : s'étend sur une superficie de 38,66 Ha, soit 38,6 % de la superficie totale, dont le noyau initial d'une superficie de 1,15 Ha

- Secteur d'urbanisation future : Ce secteur est divisé en deux (02) sous secteurs :

SUF I : occupe une superficie de **44,94 Ha**, soit 44,9 % de la superficie totale

SUF II : occupe une superficie de **16,40 Ha**, soit 16,4% de la superficie totale



Figure I.5 l'Agglomération d'AIN-LARBAA.

I.3 situation socio-économique

L'économie de la commune repose principalement sur le secteur primaire, la production agricole est basée généralement sur la céréaliculture, la culture maraîchère et l'arboriculture. La pêche est une activité qui caractérise la région vu son emplacement sur le littoral, une main d'œuvre importante est active ce secteur, qui absorbe une grande partie des chômeurs de la région. [1]

I.4 Morphologie de site

La zone d'étude a une morphologie particulière, elle est constituée d'une série de collines à sommet plat culminant entre 230 et 250m et des châabats (châabat El Adjouz).

Ces traits morphologiques, peuvent présenter un risque de mauvais drainage lors de fortes pluies. Les formations fines (colluvions et alluvions limoneuses) qui le colmatent sur 03 m en moyenne, peuvent poser des problèmes à savoir le risque de tassement et d'affaissement de terrain à ce niveau.

I.5 Aperçu géologique, hydrogéologique et géotechnique

En se référant aux investigations de terrains entreprises dans la commune:

- carte géologique de Béni Saf au 1 /50 000-INC 1995
- prospections géodésiques 1969-1970 SONAREM et de STROJEXPORT –PRAGUE en 1975 entreprises sur le plateau de Sid Safi
- forages hydrauliques
- étude géotechnique des terrains d'extension de l'agglomération d'Ain -LArbâa par l'EGEAT (Laboratoire Espaces Géographiques et Aménagement du Territoire)

Le constat est comme suit :

I.5.1 Aperçu géologique

a) Carte géologique au 1 /50 000

Elle révèle une alternance de formations lithologiques anciennes et récentes qui est la conséquence de déformations dues aux activités tectoniques et volcaniques produites dans la région.

Tableau I.1 Formation lithologique avec localisation de différent étage de la zone d'étude

ETAGES	FORMATION LITHOLOGIQUE	LOCALISATION
Primaire	Alternance de calcaire et de schistes	Djebel HOUARIA
	Flysch schiste- gréseux-poudingues à galets roses-quartzites	Ain te mouchent (Nord du plateau de sidi safi)
	Poudingues à galets roses- quartzites	Entre Ain-Temouchent e la mine de camrata
Trais	Argile gypsifères	1km à l'ouest d'Ain-larbaa
	Schistes-calcaire calcaire dolomitique	Mine de sidi Safi
Jurassique supérieur	Calcaires massifs-calcaires à lits schisteux-dolomies compactes	Djebel Houaria
	Schistes-calcaires minéralisés en hématite	Centre du plateau de Sidi Safi
Miocène	1 ^{er} cycle : marnes-argiles gypseuses ainsi que des grès et poudingues	Apparait par endroit dans la région
	2 ^{ème} cycle : marnes bleus a caractéristiques marines	Près de l'agglomération de Sidi Safi
	Calcaires sommitaux	Falaises qui bordent le plateau de Sidi Safi, au Sud et à l'Est
Plion quaternaire	Pliocène : à matériel détritique grossier	Rivage actuel Massif de Skhouna, Ouest de Sidi Safi



b) Les sondages hydrauliques

Ils confirment la dominance des terrains calcaires sur le plateau de Sidi Safi dont la profondeur varie entre 17m (forage N°82) et 75 m (forage N°5) ainsi que

L'affleurement de formations anciennes (marnes et schistes).

Tableau I.2 Récapitulatif des résultats des forages hydraulique Commune de Sidi Safi[17]

Coordonnées en (m)	Localisation	Profondeur en (m)	Lithologie
<u>FORAGE N°05</u> X=131.140 Y=226.10 Z=230	Sud ouest de la commune (Sid-Safi)	0-75	Calcaire
		75-89	Argile
		89-102	Argile mameuse
		102-106	Calcaire
		106-110	Argile
<u>FORAGE N°58</u> X=132.500 Y=229.400 Z=210	Nord de Ain larbaa	0-1	Terres végétales
		1-53	Calcaire
		53-70	Argiles terreuse
		70-117	Schistes
		117-129	Sochistes et marnes
<u>FORAGE N°82</u> X=135.300 Y=227.800	Sid-Safi	0-1	Grés argileux à passage de calcaire
		1-17	Calcaire
		17-100	Marne contient des schistes
<u>FORAGE N°87</u> X=136.800 y : 230.600 Z=200	Nord de Sidi Safi et Nord Est de Ain larbâa	0-27	Calcaire

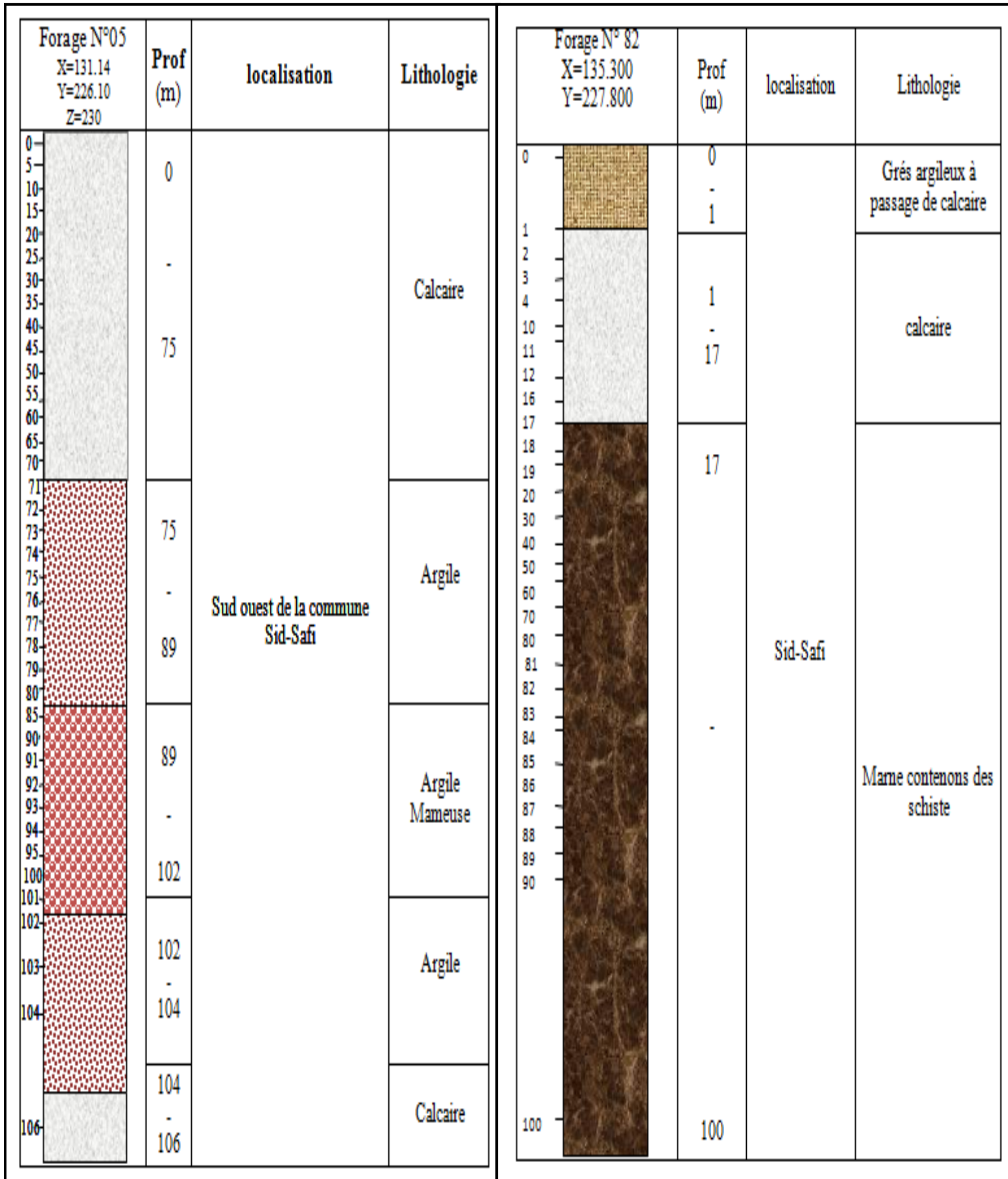


Figure I.8 Log stratigraphique des forges N° (85-05) du Sid Safi

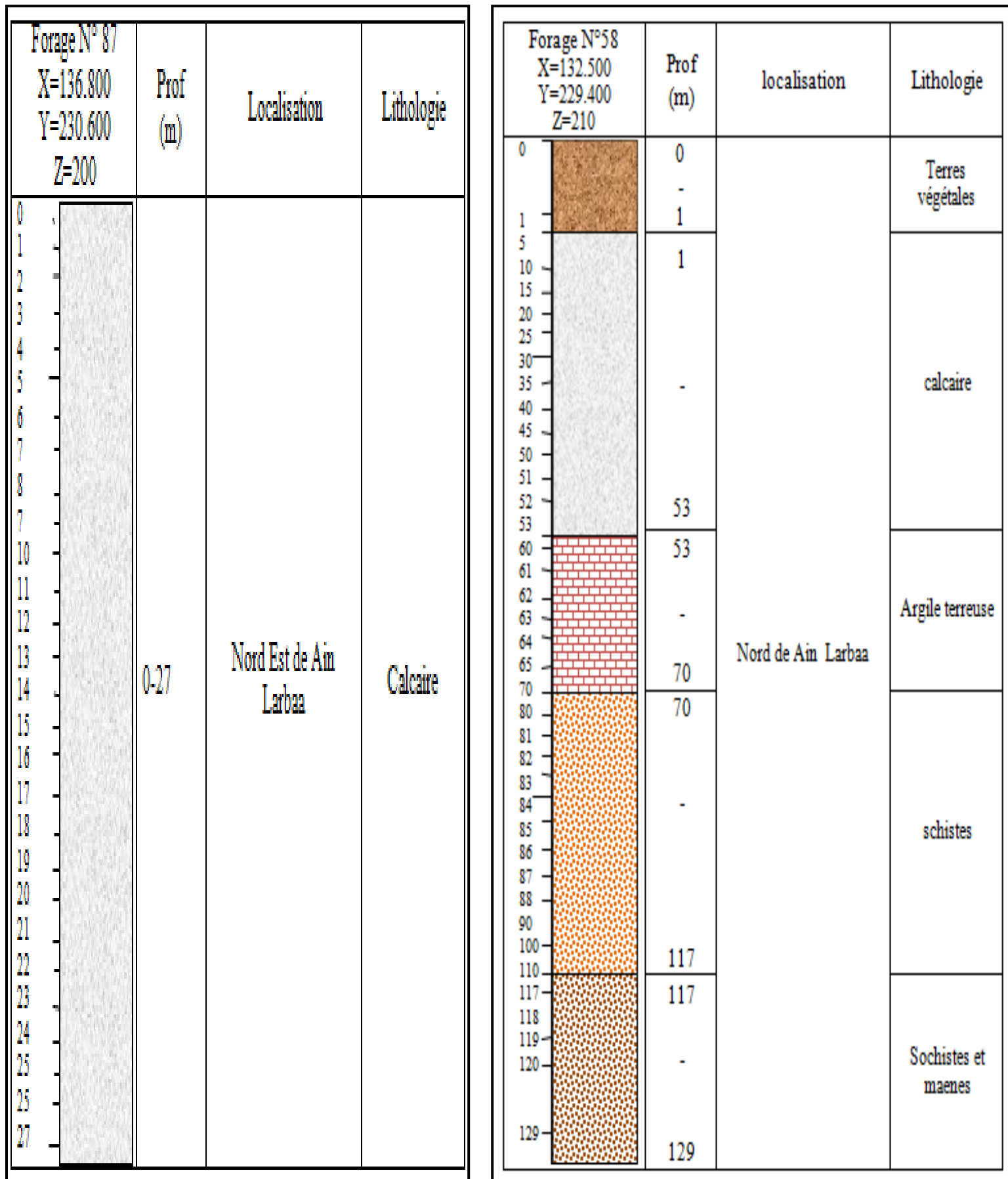


Figure I.9 Log stratigraphique du forage N° (58-87) d'Ain Larbaa

c) Les sondages carottés

Les sondages carottés effectués par l'EGEAT sur les terrains du SUF (secteur d'urbanisation future) de l'agglomération d'Ain Labâa font ressortir deux formations principales :

- des calcaires estimés à plus de 50 m d'épaisseur à proximité de la carrière de tufs située au Nord de Ain Larbâa.
- Des argiles rouges

Tableau I.3 Colonnes lithologiques des sondages carottés, Sud de Ain Larbâa

	SONDAGE N°01	SONDAGE N°02	SONDAGE N°03	SONDAGE N°04
Argile de végétaux	0-0.5	0-0.6	0-2	0-0.3
Argile rouge	0.5-2	---	---	---
Calcaire à algues altérées	2-10	0.6-4	2-2.4	0.3-1.5
Sable grain fin	---	---	4.0-5.8	---
Calcaire (blancs+ algues altérées)	---	---	5.8-8	---
Calcaires à algues	10-12	4-12	---	1.5-12
Calcaire lumachelliques	---	---	8-12	---

I.5.2 Hydrogéologie

L'étude géodésique en 1975 sur le plateau de Sid Safi indique que l'aquifère le plus important de la région serait constitué à partir des calcaires du miocène supérieur qui s'avèrent très perméables compte tenu de leur grande fissuration et de la présence de karsts. Plusieurs sources sont exploitées pour l'alimentation en eau et surtout à des fins agricoles.

Tableau I.4 Sources exploitées pour l'alimentation en eau

LES SOURCE	DEBIT EN L/S
Forage SIDI-DJELLOUL	30
Forage MALIKA	10
Puits SIDI-DJELLOULE	1
Puits SIDI-SAFI	5

Source: subdivision de l'hydraulique de Béni Saf

I.5.3 Aperçu géotechnique

Selon l'étude géotechnique, la commune de Sidi Safi est traversée par de grandes failles d'âge varié de direction NE/SW et NW/SE. Cependant sur le SUF de Aïn El Arbâa destiné à l'urbanisation, l'étude ne relève pas de faille ou de fracture sur le site.

La même étude révèle que les calcaires relevés sur le plateau de Sidi Safi sont très fissurés et présentent des risques de création de karsts. Cependant le climat actuel n'est suffisamment humide pour que le processus d'altération des calcaires soit intense.

En ce qui concerne les risques de mouvements de terrain, l'étude géotechnique indique que sur le site d'extension de l'AS Ain Larbaa, il n'existe pas de problèmes majeurs (grottes, cavités souterraines) mise à part les risques de tassement au niveau des sites à altérites doline et 2 points au sommet de la colline d'Ain Larbâa. En outre, il existe un grand talweg (Châabet El Adjouz) qui présente un risque de mauvais drainage en temps de fortes pluies pour lequel un nouveau collecteur a été réalisé en Ø500, Ø800, Ø1200, Ø1500 et Ø2000 mm. Il se dirige vers une station de relevage avant d'aboutir à la station de lagunage. Les colluvions et alluvions qui colmatent Châabet El Adjouz sont sur 3 mètres et peuvent poser des problèmes d'affaissement en cas de construction ne respectant pas la réglementation.

I.6 Hydrologie

Le réseau hydrographique est orienté Sud / Nord est représenté par 2 cours d'eau intermittents qui en période de crues drainent de forts débits : Oued Mekaïssia et Oued Sidi Djelloul.

Oued Mekaïssia traverse l'Est de la commune en déversant une partie de ses eaux dans un barrage destiné à l'irrigation (barrage de Mekhaïssia) et poursuit son parcours pour rejoindre les principaux affluents, Ma El Jdid et Oued Tikfilette venant de l'Ouest et du centre pour former oued Sidi Djelloul en direction de la mer.

Tableau I.5 Caractéristiques du barrage de Mekhaïssia

SOUS BASIN VERSANT	CARRACTERISTIQUE
Altitude	122 m
Périmètre	1.3 km
Retenus normal	2.96 mm ³
Destination principale des eaux	L'irrigation
Périmètre irrigué dans la commune de Sidi-Safi en 2015	214 Ha
Périmètre irrigué dans la commune de Sidi-Ben Adda en 2015	200 Ha

I.7 Climat

La commune de Sidi Safi a un climat méditerranéen, caractérisé par un été chaud et un hiver tempéré. Le régime climatique se caractérise par des vents qui n'apportent généralement que peu d'humidité (vents de direction Nord - Ouest, Sud - Est), lors de leur passage sur les reliefs Marocains et Espagnols, ces vents perdent une grande partie de leur humidité. Par ailleurs, les reliefs méridionaux ont une influence favorable en entravant l'arrivée des vents continentaux secs et chauds du Sud (Sirocco). La pluviométrie demeure très irrégulière et varie entre 200 à 500 mm/an. La faiblesse et l'irrégularité des précipitations influent directement sur le milieu physique et l'activité économique basée essentiellement sur l'agriculture..

I.7.1 Température

La température moyenne enregistrée pour la période:1980-2004 sont données dans le tableau I.6

Tableau I.6: température moyennes mensuelles de la station de Beni Saf (1913-2010) [1]

Mois \ Année	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Jui	Juil	Aou	Sep	Oct	Nov	Déc
1950-2010	15	16	18	20	23	28	32	33	30	25	20	17

Source : O.N.M (office national de la météorologie)

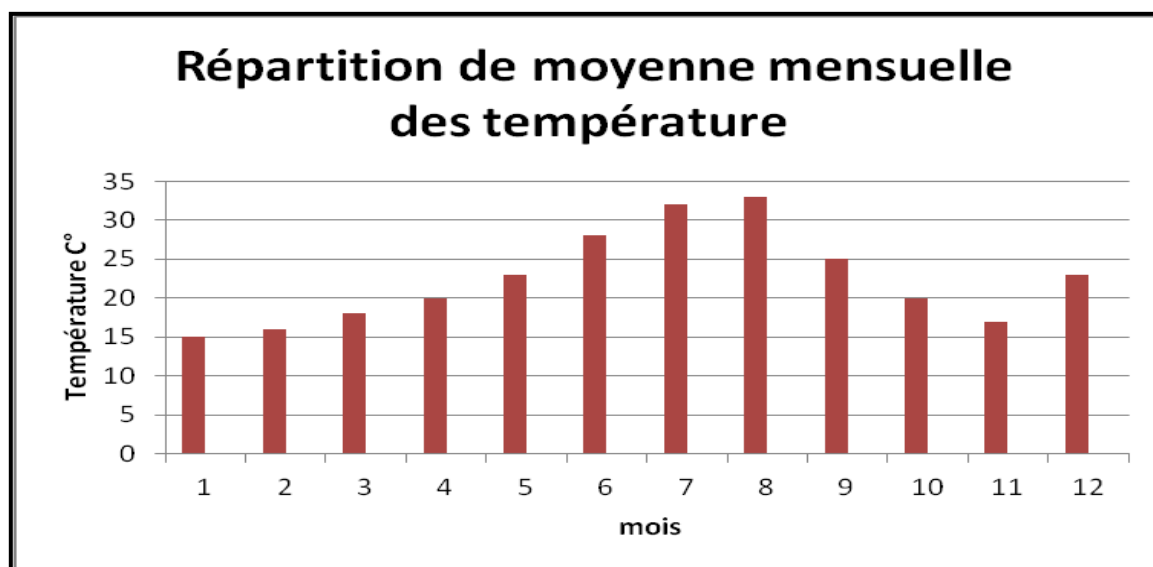


Figure I.10: Histogramme des moyennes mensuelles de température série (1950-2010)

Nous remarquons que il y'a pas un grand changement de température dans les deux premiers périodes de référence (1950- 2010); ainsi il y'a remarque que dans la période (1938-2004) la température augmente pendant les trois mois d'été (juin, juillet, aout) et atteint le maximum de 25,36 °C. Les mois les plus froids sont décembre et janvier de 13 °C.

Mais la période (1950-2010) avait une augmentation de température énormément sur le mois de juillet de 32 °C et aout 33 °C.

I.7.2 Vent

La région est balayée par le vent de toute direction et de différente vitesse; les vents de l'Ouest, sont les plus dominants, ils soufflent avec une vitesse de 20m/s généralement

Le vent du Nord ouest, qui soufflent sur la zone ont d'une vitesse plus ou moins faible de 10m/s .en hiver, ils sont froid et humide par suit de leur passage sur la mer .Ils apport une lame d'eau appréciable durant cette saison. [1]

I.7.3 Humidité

Il est à rappeler que l'humidité est en réalité mesurée en fonction de la température de l'air sec conjointement avec celle fournie par le thermomètre mouillé (psychromètre) dont la valeur n'est par obtenue sans difficulté de dépouillement.

Le moyen mensuelles de l'humidité pour la période (1950-2005) sont résumer dans le tableau I.7

Tableau I.7: L'humidité d'Ain Temouchent (1950-2005) [2]

Mois	Sept	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	juin	juil	Aou	moy
Humidité (mm)	65.3	74	75.9	76.9	73.9	78.9	74.2	69.2	64.5	62.5	60.7	65.3	70.4

On remarque a partir de ce tableau que l'humidité est reste constante pendant les trois mois d'hiver (Novembre, Décembre, Janvier) ; atteint son maximum en Février de 78.9 mm et le minimum en juillet de 60.7 mm .le moyenne annuelle est de 70.4 mm.

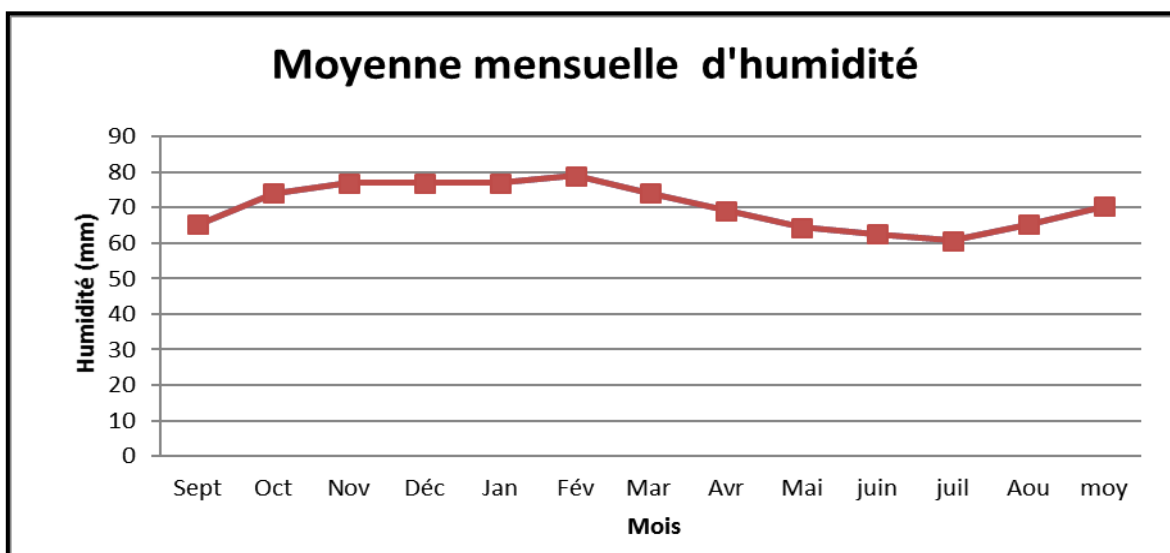


Figure I.11 Graphe d'humidité moyenne mensuelle

I.7.4 l'Evaporation

Les moyennes mensuelles d'évaporation pour la période 1950-2005 sont indiquées dans le tableau suivant

Tableau I.8 l'évaporation d'Ain Temouchent (1950-2005). [2]

Mois	sept	Oct	Nouv	dec	jan	fev	mars	avr	mai	juin	juil	aout	Annuelle
Evap (mm)	127.8	86.9	58.4	43.8	47.3	58.4	87.3	110.6	129.1	152.1	169.4	153.8	1225.3

D'après le tableau ci dessus en déduire que pendant les mois d'hiver l'évaporation atteint son minimum; au contraire les mois d'été précisément le mois de juillet avais une valeur maximale de tout la période de 169.4 mm ; l'évaporation annuelle de cette série est de 1225.3 mm.

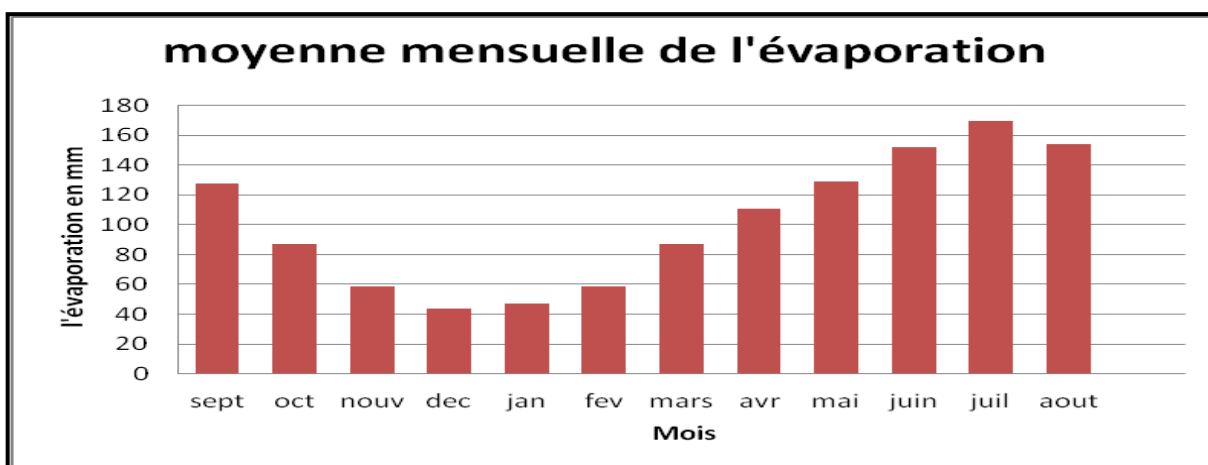


Figure I.12 Répartition moyenne mensuelle d'évaporation (1950-2005)

I.7.5 Précipitation

Tableau I. 9: la série pluviométrique de la station Hamam Bouhdjar (1970-2011)

Code 40415(X=167.20 km ;Y=237.45 km; Z=153 m) [C]

Année	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout	annuelle
1970	0	27	6	68.7	64.8	7.6	89.7	49	170	6	0	0	489
1971	4.8	3.6	154	78.5	87.1	73.2	86.2	46.2	51.5	39.3	1.1	15	641
1972	21.6	49	36.2	69.2	67.5	101	69.5	61.4	0.6	18.4	0	3.1	498
1973	6.2	13	2.1	111	12.8	122	131	85.2	0	14.3	0	0	497
1974	4.5	25	14.6	0	7	35.8	69.2	247	16.8	3.1	0	3.5	427
1975	0	11	50.8	53.9	32.5	100	14.6	47.1	48.9	9.4	9.7	9.7	387
1976	19.7	61	10	65.8	80.5	35.2	19.1	37.6	27.5	1.4	6.8	0	365
1977	0	0	137	25.4	49.6	16.2	45.7	92.3	16.4	0	0	0	383
1978	0	58	27.2	52.8	8.1	101	43.1	26.6	14.3	6.8	5.2	0	344
1979	20.6	56	18.8	113	59.3	20.6	54.1	21.3	21.4	0	0	0	386
1980	13.3	23	17.5	65.9	59.5	61.2	51.8	47.6	17.2	57.4	0	0	415
1981	13.2	0	0	29.7	11	65.9	6.9	29	57.5	5.2	0	0	218
1982	4.1	56	82	90.7	0	89.6	15.2	3.1	3.7	0	0	2.5	347
1983	0	0	18.7	50.6	49.7	63.2	40.6	0	102	0	0	0	325
1984	5.8	1.5	269	32.3	34.2	24.4	61.1	47.9	39.8	0	0	0	516
1985	2.9	0.5	221	46.6	114	104	38	38.5	6.6	0	0	0	572
1986	21.7	81	29.2	63.1	47.1	113	87	0	6.3	0	22.9	0	393
1987	3.7	15	54.1	8.1	0	8.2	3.9	34.3	29.5	7.3	0	0	164
1988	8.3	5.9	31.7	0	28.8	15.1	71.2	44.3	3.3	0.7	0	0	209
1989	10.9	0	7.3	18.9	130	0	19.6	121	18.2	0	0	0	326
1990	5.3	16	49.5	32.5	39.6	24.9	88.2	0	1.9	0	0	0	258
1991	16	36	49.7	9.1	23.2	22.5	74.2	10.9	73.5	36.3	0	0	352
1992	0	14	23.2	16	3.3	55.9	63.6	48.6	24	4.6	0	0	253
1993	11.1	76	98.4	5.6	54	61.7	3.3	14.5	6.7	0	0	0	331
1994	0	12	18.3	9.7	21.2	64.6	75.2	14.4	0	0	0	0	215
1995	5.2	0.6	8.9	63.5	66	77.2	43.3	25.9	6.8	0	0	0	297
1996	23.5	2.7	7.6	46.1	79.2	0	0	30.6	4.7	0.8	0	0	195
1997	45	7.5	70.3	42	31.2	23.4	11.6	14.2	22.1	0	0	1	268
1998	0	0	35.4	9.7	54.5	47	44.7	0	0	0	0	0	191
1999	7.4	21	101	45.4	0	0	2.6	25.7	11.1	0	0	0	214
2000	42.5	64	53.4	30.6	107	54.1	0	12.1	1.6	0	0	0	365
2001	15.8	23	83.1	21.4	1.1	0	26.1	24.3	41.3	0	0	15	252
2002	0	30	57.2	1.1	54.3	58.2	9.9	9.9	9.9	0	2.1	0	237
2003	2.9	23	29.7	0	36.2	3.5	21.1	4.9	31.7	0.5	0	2.5	156
2004	0	40	51.4	61.6	19.6	18.8	0.8	3.7	0	1.1	0	0	197
2005	3.4	0	58.2	12.5	25.8	76.8	9.9	8.9	15.7	0	0	0	211
2006	11.3	0	1.1	70.2	14.1	29.6	78.6	33.3	6.5	0	0	0	245
2007	9.2	67	54.9	2.1	33.2	19.3	15.6	0	19.2	0	0	0	220
2008	28.2	57	66	95.9	72.9	25.7	31.6	13.6	5.6	0	1.1	0	398
2009	3.7	0	11.9	0	95	23.3	30.3	0	16.4	5	0	8.8	194
2010	0	55	10.2	23.9	59.9	11	9.1	53.2	23.3	7.6	0	0	253
2011	6.1	28	127	46.3	25.8	15.3	5.4	42.4	0	0	0	0	296
Moyene	9.47	25.21	53.7	42.2	44.3	44.5	38.62	35.1	23.2	5.36	1.16	1.5	321

Tableau I.10: la précipitation maximale journalière de la station Hamame Bouhdje(1970-2011)

Code 40415 (X=167.2 km ;Y=237.45km ;Z=153 m).

Année	Sept	Oct	Nov	Déc	Janv	Fev	Mars	Avril	Mai	Juin	Juil	Aout	Max
1970	0.00	24.20	2.90	22.10	19.10	7.60	35.60	17.00	84.60	5.50	0.00	0.00	84.60
1971	2.80	2.20	36.70	19.30	16.10	26.80	26.80	27.30	18.50	34.40	1.10	8.60	36.70
1972	9.60	14.40	9.70	13.30	16.70	24.30	16.40	19.10	0.60	17.10	0.00	3.10	24.30
1973	6.20	9.10	2.10	22.40	12.50	41.50	40.70	17.30	0.00	12.40	0.00	0.00	41.50
1974	4.50	5.70	8.30	0.00	4.80	8.30	17.00	52.30	10.30	3.10	0.00	3.50	52.30
1975	0.00	8.90	15.50	13.40	14.20	38.20	6.60	14.80	15.50	5.20	9.70	9.70	38.20
1976	17.60	14.80	3.50	15.40	23.40	10.80	7.20	37.60	10.80	1.40	6.80	0.00	37.60
1977	0.00	0.00	60.90	14.30	17.70	4.60	17.30	23.60	9.90	0.00	0.00	0.00	60.90
1978	0.00	21.10	23.10	22.40	3.10	23.20	14.20	9.70	9.10	6.20	5.20	0.00	23.20
1979	16.40	12.20	8.30	41.50	35.80	16.70	30.20	10.60	6.20	0.00	0.00	0.00	41.50
1980	6.20	9.80	7.50	22.40	29.90	12.40	23.80	12.70	13.70	33.40	0.00	0.00	33.40
1981	13.20	0.00	0.00	10.50	4.20	29.40	3.20	12.60	19.60	5.20	0.00	0.00	29.40
1982	2.90	17.00	28.80	29.20	0.00	33.20	11.50	1.90	2.20	0.00	0.00	1.90	33.20
1983	0.00	0.00	15.80	13.60	23.40	25.70	14.10	0.00	17.70	0.00	0.00	0.00	25.70
1984	5.80	1.50	115.90	12.00	14.40	9.10	15.50	32.80	18.10	0.00	0.00	0.00	115.90
1985	2.90	0.50	108.00	16.90	39.30	38.40	16.20	13.30	4.10	0.00	0.00	0.00	108.00
1986	18.00	20.60	10.90	24.00	19.60	54.60	6.20	0.00	6.30	0.00	6.60	0.00	54.60
1987	2.40	9.20	13.90	6.20	0.00	6.50	2.40	9.90	10.10	4.10	0.00	0.00	13.90
1988	8.30	4.80	27.10	0.00	20.80	7.00	43.00	23.30	1.30	0.70	0.00	0.00	43.00
1989	7.70	0.00	4.20	7.80	40.50	0.00	17.80	45.80	12.60	0.00	0.00	0.00	45.80
1990	4.10	9.90	15.60	18.20	25.90	12.40	23.80	0.00	1.90	0.00	0.00	0.00	25.90
1991	9.30	10.80	22.50	5.10	10.70	13.00	25.40	6.40	48.20	22.40	0.00	0.00	48.20
1992	0.00	6.10	23.20	11.50	3.30	20.90	32.30	17.30	22.00	4.60	0.00	0.00	32.30
1993	7.80	71.00	30.70	5.60	32.70	37.50	3.30	13.20	6.70	0.00	0.00	0.00	71.00
1994	0.00	5.50	12.90	9.70	14.30	39.80	33.50	7.90	0.00	0.00	0.00	0.00	39.80
1995	5.20	0.60	3.70	35.10	20.60	21.50	10.70	8.70	2.60	0.00	0.00	0.00	35.10
1996	12.10	2.70	7.60	21.30	26.40	0.00	0.00	13.10	3.90	0.80	0.00	0.00	26.40
1997	24.60	7.50	35.40	13.00	13.30	10.40	6.10	5.60	13.50	0.00	0.00	1.00	35.40
1998	0.00	0.00	26.80	9.70	21.80	28.30	34.60	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	34.60
1999	7.40	14.90	37.40	23.40	0.00	0.00	2.60	8.60	4.70	0.00	0.00	0.00	37.40
2000	21.50	38.30	18.10	16.60	74.90	16.60	0.00	12.10	1.60	0.00	0.00	0.00	74.90
2001	9.20	23.30	63.70	7.90	1.10	0.00	11.40	20.40	38.70	0.00	0.00	15.20	63.70
2002	0.00	14.50	24.00	1.10	11.60	23.50	9.90	7.50	9.90	0.00	2.10	0.00	24.00
2003	2.90	7.90	16.60	10.3	30.40	3.50	10.80	4.90	17.60	0.50	0.00	2.50	30.40
2004	0.00	14.70	34.70	21.30	7.20	8.30	15.2	3.70	0.00	1.10	0.00	0.00	34.70
2005	3.40	0.00	24.70	3.70	13.70	24.90	3.40	4.80	5.10	0.00	0.00	0.00	24.90
2006	4.60	0.00	1.10	18.60	5.90	11.80	43.20	16.60	6.50	0.00	0.00	0.00	43.20
2007	9.20	21.50	17.50	2.10	17.10	6.70	9.70	0.00	19.20	0.00	0.00	0.00	21.50
2008	27.50	18.70	25.90	21.80	19.70	18.30	19.80	5.10	5.60	0.00	1.10	0.00	27.50
2009	2.10	0.00	11.90	11.8	32.10	9.50	24.20	0.00	12.50	5.00	0.00	8.80	32.10
2010	0.00	23.00	8.10	11.30	34.60	9.70	9.10	47.10	8.60	7.60	0.00	0.00	47.10
2011	6.10	13.70	37.80	16.80	16.90	15.30	5.40	23.80	0.00	0.00	0.00	0.00	37.80
Moy	6.70	11.44	23.88	15.01	18.80	17.86	16.70	14.49	11.90	4.06	0.78	1.29	42.66

D'après cette série pluviométrique de 42 ans en remarque que la valeur maximale des précipitations est enregistré au mois de Novembre 53.7mm, tendit que le minimum et attient au mois de juillet. Ainsi que la période entre 1970-1990 avait une élévation de précipitation.

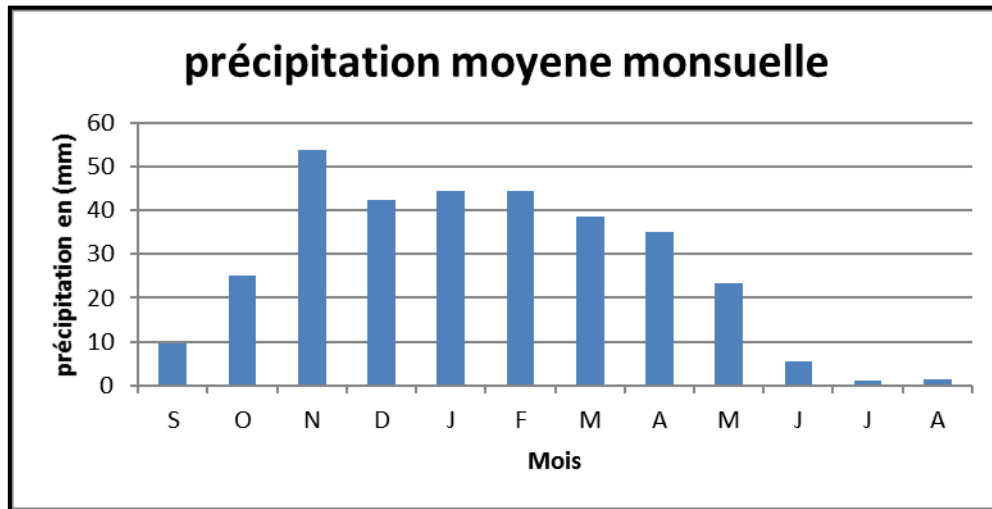


Figure I.13 Histogramme de précipitation moyenne mensuelle

Par contre la série se précipitation maximal journalier indique que l'année 1984-1985 le maximal de pluie d'une valeur dépasse le 100 mm ; bien aussi que le mois de Novembre avait une moyen de précipitation de 23.88 mm le plus élevé permet les autre mois.

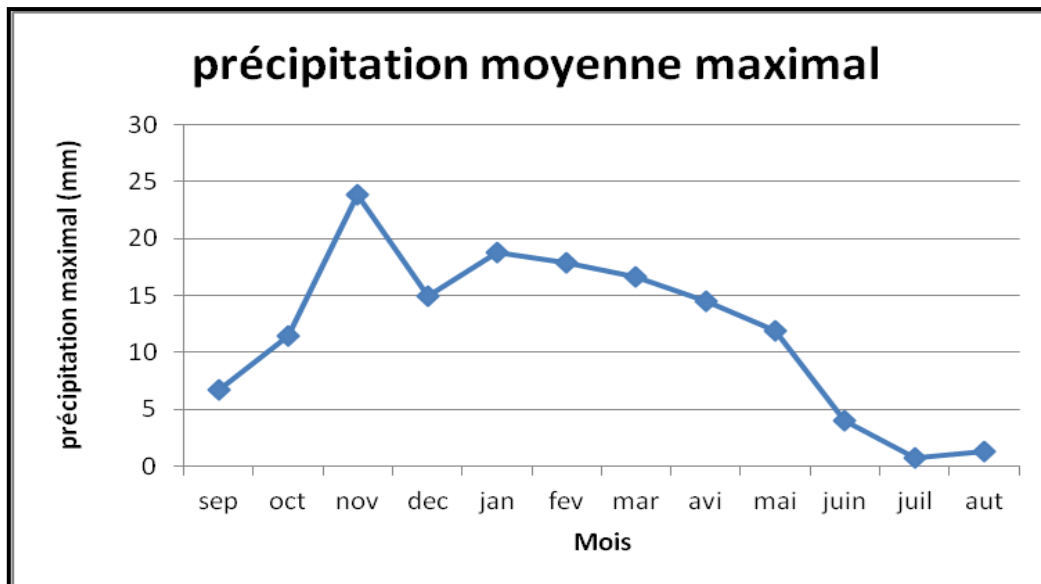


Figure I.14 Graphe de précipitation moyenne maximal

I.8 Situation hydraulique d'AIN-LARBAA

I.8.1 situation de l'alimentation en eau potable du centre d'Ain-larbaa

Avant la réalisation de la station de dessalement, le centre de Ain-larbaa a été alimenté à partir d'un forage réalisé dans l'ère coloniale au niveau d'un sol minier, appelé MALIKA couleront un débit de 10l/s avec une conduit d'adduction de diamètre $\text{Ø}112/114$ (acier galvanisé) sur un linéaire de 2000ml, venant alimenté deux réservoir de capacité 500 m^3 et 250 m^3 (A et B dans le schéma) à l'intérieur du tissu urbain.



Figure I.15 les deux réservoirs 500 et 250 m^3

Le forage MALIKA a cessé de travailler, pour des problèmes d'équipement, a cet effet, l'alimentation du centre de Ain-larbaa est assuré actuellement à partir d'un piquage (P_2) d'une conduit $\text{Ø}250$ en PEHD alimentât le centre de Béni-Safi ; cette ancien conduite vient s'alimenté à partir d'un piquage (P_1) à partir de la conduite en fonte $\text{Ø}600$ venant de DZIWA.

Le réseau de distribution est de type mixte, (maillé+des ramifications).

Les conduites sont généralement en PEHD $\text{Ø}160$, $\text{Ø}110$, $\text{Ø}90$, $\text{Ø}63$.

Il est a signalé que le centre de Ain-Larbaa à bénéficier de la réalisation d'un réservoir de capacité 5000 m^3 qui sera alimenté par une conduit en PEHD ($\text{Ø} 200 \text{ mm}$).

Cet ouvrage est emplanté sur la partie droite de la route (CW07) allant vers la commune de Sid-Safi.



Figure I.16 Réservoir du centre d'Ain Larbaa de 5000 m³ en cour d'exécution

Pareillement, le forage construit au niveau de l'extension de la route allant vers Ain-Bessel et Sid-Safi est non exploité.



Figure I.17 Forage Sid-Safi

- forage MALIKA:

- ✓ les coordonnées de forage X= 135.400 km, Y=228.200 km , Z= 250.00 m
- ✓ débit= 10l/s

- forage Sid- Safi

- ✓ les coordonnées de forage X= 132.9 km, Y=226.8 km , Z= 220.00 m
- ✓ le débit = 3l/s
- ✓ HMT=140 m

(Voir le schéma explicité ci-dessous)

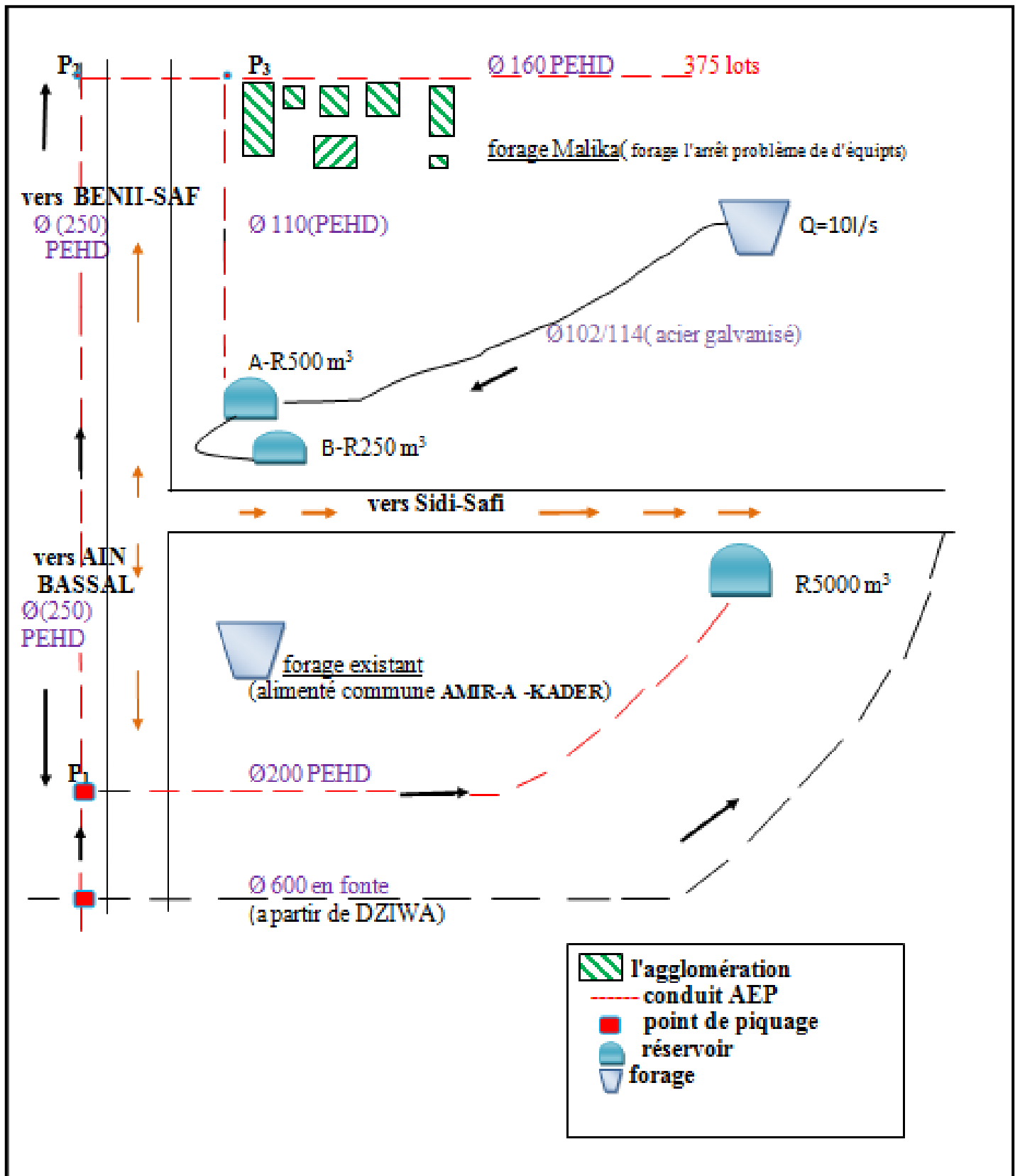


Figure I.18 Schéma représentatif la situation d'AEP de centre d'Ain-Larbaa(commun SID-SAFI)

I.8.2 Situation de l'assainissement de centre d'Ain-Larbaa

Le réseau d'assainissement du centre d'Ain-Larbaa est du type unitaire en Ø315 pour les conduites principales et Ø 200 pour branchement particulier.

Les eaux usées du centre sont acheminées vers un bassin jouant le rôle de décanteur. Les dépôts solides (sable) sont décantés au fond du bassin et les eaux épurées seront déversées dans la nature (milieu récepteur). Ce bassin a été saturé et déclassé.



Figure I.19 Bassin de décantation d'Ain-Larbaa

Un collecteur de rejet sur une linéaire de 1400 ml a été réalisé par la direction de l'urbanisme, Architecture et de la construction en 2014 (DUAC).

A fin de prendre en charge les eaux usées et pluviales du centre de Ain-Larbaa ainsi que la partie d'extension.

Ce collecteur de rejet est réalisé par différents diamètres (Ø 500, Ø 800, Ø1200, Ø 1500, Ø2000) en PVC et en Béton armé ; jusqu'à la STR qui est en cour de réalisation.

Une conduite en Ø315 (PVC) a été réalisée et prolongée à partir du bassin de décantation vers un regard de jonction du collecteur réalisé par la DUAC.

A l'amont de la STR de Ain -Larbaa, il a été projeté un déversoir d'orage qui va séparer les eaux pluviales et les eaux usées en période de crues. Les eaux de pluies seront évacuées pour un conduit Ø2000 en béton armé vers une cour d'eau existant.

Les eaux usées sont acheminées vers la station de relevage (en cour de réalisation) par un Ø 600 en PVC.

La STR de Ain-Larbaa est destinée pour refouler les eaux usées vers la station de lagunage de Sid-Safi

. (Voir le schéma explicite ci-dessous)

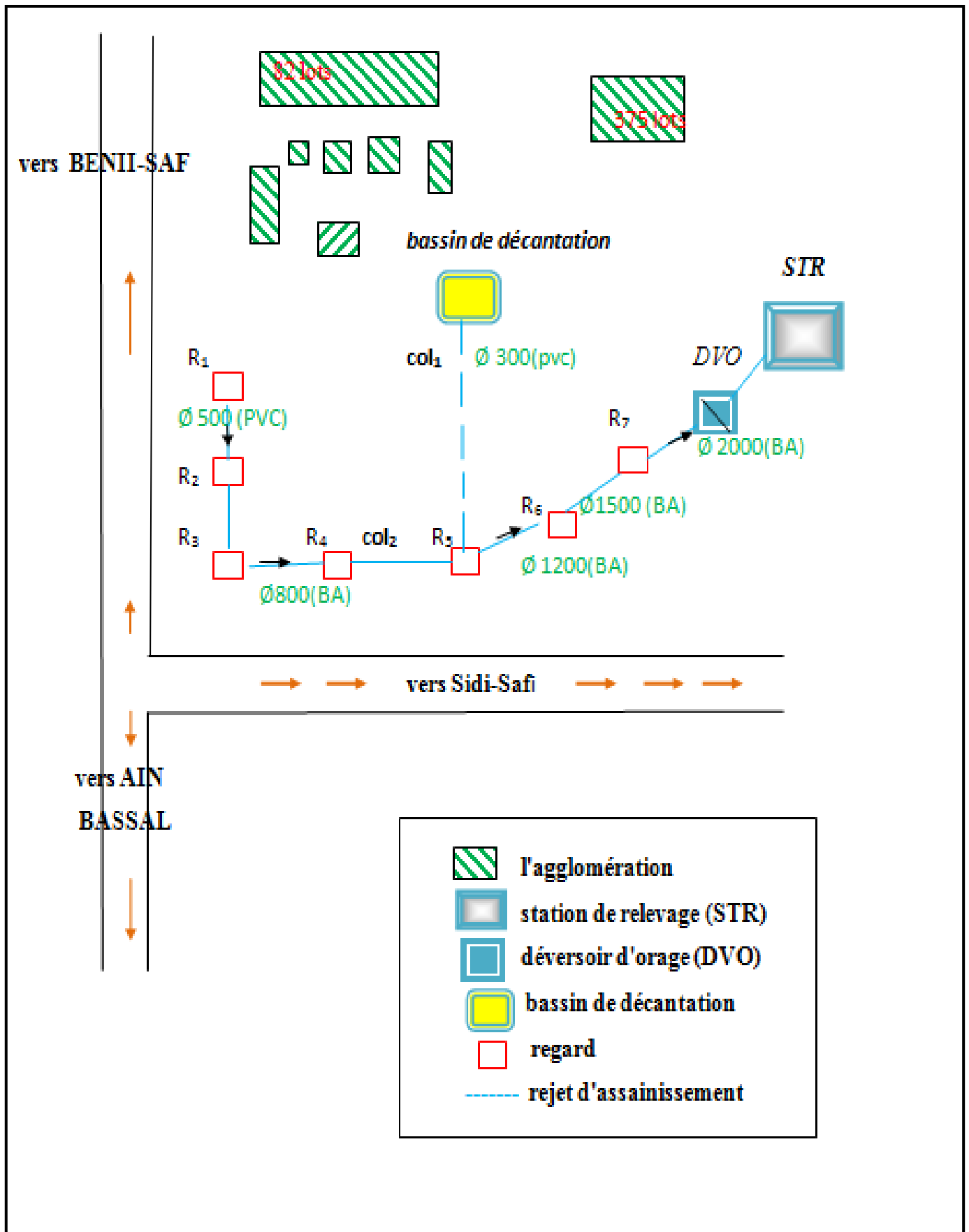


Figure I.20 Schéma représentatif de la situation d'assainissement du centre de Ain-larbaa (commune Sidi-Safi)

Conclusion

Dans ce chapitre nous avons défini les données nécessaires, concernant la commune Sidi-Safi plus précisément la zone de Ain Larbaa, du point de vue topographique, géologique, climatologique, géographique, ainsi que la situation hydraulique. Ces données vont nous servir de base pour l'élaboration du projet de station de relevage de la zone d'étude.

Chapitre II

Estimation des débits des eaux usées

Introduction

Notre but dans ce chapitre, est l'évaluation des différents débits à évacuer quel que soit usée ou pluvial. Ces débits permettront le dimensionnement de système de refoulement.

L'évaluation des eaux usées à évacuer s'effectuera sur la base de la consommation par habitant en eau potable; Et doit tenir compte la situation démographique puisqu'elle est un critère important pour une Estimation convenable des besoins en eaux.

II.1 Situation démographique

II.1.1 Situation de la population

La ville d'Ain larbaa compte 1034 habitants depuis le dernier recensement (12-16/07/2008) avec une extension de 2567 logement d'un taux d'occupation par logement de 5 hab/log jusqu'en 2035 selon le PDAU.

Pour le dimensionnement de la station de relevage le calcule se fait pour l'horizon 2035 ; le taux d'accroissement est de 2%(DUAC).

II.1.2 l'Evolution de la population annuelle

Le calcule se fait par la formule suivant

$$P_n = P_0 (1+T)^n \dots\dots\dots (II.1)$$

Avec

P_n: le nombre de la population à l'horizon (future).

P₀ : le nombre de la population a l'année de référence (actuelle).

T : le Taux d'accroissement.

N: nombre d'année entre l'année de référence et l'année d'étude.

II.1.3 l'Evolution de la population en extension

Le calcule se fait par la formule suivant :

$$Pop = TOL \times N_{br \log} \dots\dots\dots (II.2)$$

Avec

Pop : le nombre de population future

TOL: nombre d'occupation par logement

N_{br log}: nombre de logement au future

Les résultats de calcul est consigné dans le tableau ci dessous :

Tableau II.1 Evolution de la population d'Ain-larbaa

Année	2008	2010	2015	2025	2035
Population annuelle	1034	1076	1188	1448	1765
Population projeté	-	-	-	-	12835
Totale	1034	1076	1188	1448	14600

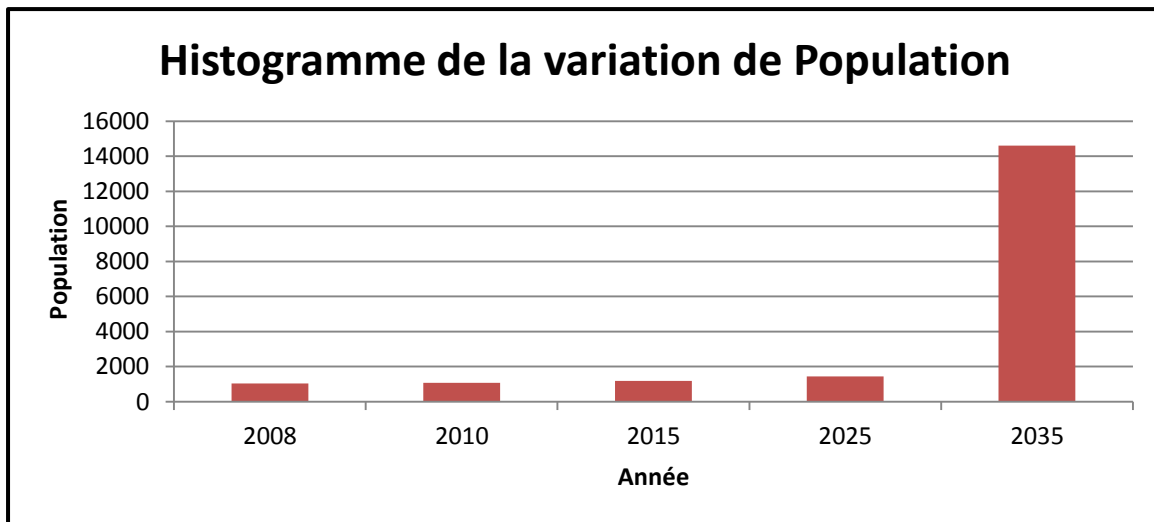


Figure II.1 Variation de la population de la ville d'Ain-larbaa

II.2 Estimation du débit

II.2.1 Débit de l'eau usée

Pour calculer le débit des eaux usées à évacuer, nous prendrons comme base une dotation d'eau de 250 l/j/h. (D.R.E de Ain Temouchent)

Nous considérons que les 80% de l'eau consommée seront rejetés comme eaux usées dans le réseau d'évacuation (D.R.E de Ain Témouchent)

II.2.1.1 Débit de consommation moyenne totale

Les débits destinés aux différents usagers sont soumis à plusieurs variations en raison de l'irrégularité dans la consommation. Ces variations sont de plusieurs sortes :

- variation annuelles : variation d'une année à une autre en fonction de l'évolution de l'agglomération et de l'accroissement du nombre d'habitants.
- variation journalier : selon le jour de l'année et en fonction de la nature d'activité de l'agglomération
- variation horaires: suivant les heures de la journée. Le débit consommé est plus grand ou plus petit que la valeur moyenne sur 24 heures.

Débit de consommation domestique :

$$Q_{c.d.m} = \frac{P \times D}{86400} \dots\dots\dots (II.1)$$

Où

Q_{c.d.m}: débit de consommation domestique moyen (l/s).

P: population (hab).

D: consommation journalier moyenne d'eau par personne (D=250 l/j/hab dans notre cas).

Le débit de consommation moyen totale est donné par la formule suivante:

$$Q_{totale} = Q_{c.d.m} + Q_{equip.m} \dots\dots\dots (II.2)$$

Les débits des eaux pour différente équipement sont résumés dans le tableau ci -dessous.

Tableau II.2 les besoin en eau potable de l'équipement existant

Equipment	Nombre	Nombre d'occupation	Surface (m ²)	Dotation (l/j/unité)	Q _{moy j} (l/s)
Mosquée	01	200 fidèles	-	50	0.116
Salle du soin	01	-	450	15	0.078
Antenne APC	01	-	400	5	0.023
Agence postale	01	-	300	5	0.017
Ecole primaire	01	180 élèves	-	10	0.021
Ecole primaire+cantine	01	180 élèves	-	15	0.031
Maison de jeune	01	-	200	10	0.023
Totale					0.309

N.B : les dotations hydriques d'équipement ont été fournies par la (D.U.C)

Tableau II.3 les besoin en eau potable des équipements projetés (D.U.C)

Catégorie de l'équipement	Unité	Besoin d'eau (l/s)
Mosquée	02	0.3
Musée aquaculture	01	0.1
Hôtel	01	1
Restaurant+cafétéria	01	0.2
Piscine	01	1
Brigade gendarmerie	01	0.1
Equipement sportif+stade	01	0.3
Polyclinique +centre de santé	01	0.3
CEM	02	0.4
Lycée	02	0.4
Siège APC+siège PPT	01	0.2
Protection civil	01	0.1
Parcelles pour réserve d'équipement	07	0.7
Totale	-	5.1

Selon la formule (I.1) (I.2). Le tableau ci dessous résume le résultat de calcule de débit de Consommation moyen totale (l/s) pour différente horizon.

Tableau II.4 Débit de consommation moyen totale (domestique+équipement)

Année	2008	2010	2015	2025	2035
Population	1034	1076	1188	1448	14600
débit de consommation domestique l/s	2.99	3.11	3.44	4.19	42.25
débit de l'équipement l/s	0.309	0.309	0.309	5.409	5.409
débit de consommation dom+équi (l/s)	3.30	3.42	3.75	9.60	47.65

II.2.1.2 Evaluation débit de l'eau usée

Les eaux usées sont des eaux chargées de substance minérale ou biologique issues de l'activité humaine provoquant une dégradation de la qualité de l'eau naturelle ; son évacuation est basée principalement sur la qualité des rejets liquides domestiques et de différents équipements, scolaires administratifs, sanitaires et autres.

Le débit se calcule en fonction de débit moyen d'eau potable.

$$Q_{\text{moy EU}} = R \times Q_{\text{moy Aep}} \dots\dots\dots(\text{II.3})$$

Avec

Q_{moy EU}: le débit moyen de l'eau usée.

Q_{moy Aep} : le débit moyen d'eau potable.

R : le coefficient global de réduction. R= 80%

Le débit de eau usé varie selon la saison le jour et les heurs, pour calculer le débit maximal traverse le réseau d'assainissement, il faut effectuer un débit moyen d'un coefficient de point.

$$Q_{\text{p EU}} = K_{\text{p}} \times Q_{\text{moy EU}} \dots\dots\dots(\text{II.4})$$

Où

K_p : coefficient de point calculé généralement par la formule suivant :

Pour $Q_{\text{moy}} > 2.8 \text{ l/s}$ $K_{\text{p}} = 1.5 + \frac{2.5}{\sqrt{Q_{\text{moy}}}} \dots\dots\dots(\text{II.5})$

Pour $Q_{\text{moy}} < 2.8 \text{ l/s}$ $K_{\text{p}} = 3$

Tableau II.5 Débit de l'eau usée

Année	2008	2010	2015	2025	2035
Population	1034	1075	1188	1449	14600
Besoin (l/s)	3.30	3.42	3.75	9.60	47.65
Débit des eaux usées moyen (m³/j)	228	237	259	663	3294
Débit des eaux usées moyen (l/s)	2.64	2.74	3.00	7.68	38.12
Coefficient de point	3	3	3	2	2
Débit de point (l/s)	8.02	8.24	8.82	18.45	72.62

II.2.2 Débit de l'eau pluviale

Les eaux pluviales présentes le majeur de partie dans le réseau d'assainissement,

La détermination du volume des eaux de pluie s'effectue en tenant compte des:

- les caractéristiques de la pluie comme l'intensité pluviale
- les caractéristiques de la surface du bassin versant (la nature de sol, degré de perméabilité)
- les lois hydrauliques relatives à l'écoulement à surface libre

La méthode utilisé qui concerne le bassin versant urbains et qui permet de déterminer le débit c'est la méthode rationnelle.

II.3 La méthode rationnelle

c'est la méthode qui concerne à estimer le débit à partir d'un découpage du bassin versant en secteurs limités par ligne isochrones, cette méthode fut découverte en 1889, mais ce n'est qu'en 1906 qu'elle a été généralisée, elle est connue aussi par la méthode de "LOIYD DAVIS", c'est la méthode qui a fait et fait ses preuves surtout pour les bassins urbains à faible surface (<10 ha).

La méthode rationnelle a été définie sous la forme suivante :

$$Q_p = K.C.I.A \dots\dots\dots (II.6)$$

Avec

K: le coefficient d'homogénéité; $K = 1$

Q_p: le débit maximal (m³/s).

A: la surface de bassin versant (ha).

I: intensité de pluie (mm/ha).

C: coefficient de ruissellement (compris entre 0-1).

En remarque que :

La méthode rationnelle est fondée sur l'hypothèse suivante :

- l'intensité de pluies reste constante dans le temps.
- la surface dite imperméable (rues, toitures,....etc.) sont uniformément répartie sur le bassin.
- la capacité d'emménagement nous conduisant du sous bassin n'est prise en considération.

Tous ces paramètres nous conduisent généralement à une surestimation du débit pluvial issu d'un bassin versant [D].

II.3.1 Coefficient de ruissellement

Le coefficient de ruissellement est donné par le rapport de volume d'eau de ruisselle au volume d'eau tombé d'une surface, sa valeur dépend de plusieurs facteurs tel que :

- ❖ la nature de sol;
- ❖ l'inclinaison du terrain
- ❖ le mode d'occupation du sol;
- ❖ densité de population
- ❖ la durée de pluie;
- ❖ l'humidité du sol
- ❖ l'humidité de l'air [7].

le coefficient de ruissellement est en fonction principalement de type du terrain mais aussi de la nature des sols, de leur degré de saturation en eau, de la pente du terrain. À titre indicatif, des exemples de valeurs extraits de l'ouvrage "le réseau d'assainissement" de Régis Bourrier sont portés dans le tableau ci-après :

Tableau II.6 : coefficient de ruissellement en fonction de la densité de population [7]

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

Tableau II.7: coefficient de ruissellement en fonction de la densité de population [7]

Catégorie d'urbanisation	Cr
Habitation très denses	0.90
Habitation denses	0.60-0.70
Habitation moins denses	0.40-0.50
Quartiers résidentiels	0.20-0.30
Square-garde-prairie	0.05-0.20

Tableau II.8: coefficient de ruissellement en fonction de la catégorie d'urbanisation [7]

Zone d'influence	Cr
Surface imperméable	0.90
Pavage à large joint	0.60
Voirie non goudronnées	0.35
Allées en gravier	0.20
Surface boisées	0.05

Remarque: l'habitation sont dense donc on utilisera un coefficient de ruissellement "c" de 0.65 dans le calcul de dimensionnement du réseau d'assainissement du centre de Ain Larbaa.

II.3.2 l'Intensité pluviale

L'intensité moyenne de la pluie I se définit par rapport de la hauteur d'eau tombé Δh pendant une durée donnée Δt, soit :

$$I = \Delta h / \Delta t \dots\dots\dots(\text{II.8})$$

On utilise la loi "intensité" des eaux pluviales par la formule de L'ANRH Alger en 1981 et relative à la zone Nord Ouest qui fait l'objet de notre étude.

$$I\% = P_{24h} \left(\frac{T}{24}\right)^{0.33} \dots\dots\dots(\text{II.9})$$

I%: intensité fréquentielle en (mm).

P_{24h} : pluie maximale journalière à la fréquence considérée.

T: temps d'averse en heures.

II.3.3 Calcul de la précipitation maximale journalière

La formule de l'ANRH pour le calcul de la précipitation journalier maximal est de la forme :

$$P_{jmax} = P_{an} (0.088) + 9.2 \dots\dots\dots(\text{II.10})$$

Où : représente la pluie moyenne annuelle .

Tableau II.9 la pluie maximale journalière

Station	Code	Pluie annuelle (mm/an)	Période (ans)	P _{jmax} calculé (mm)	P _{jmax} observé (mm)
Hammam Bouhdjer	40415	321	42	37.45	42.66

Remarque: à partir du tableau la précipitation maximale observé plus importante ; se qui nous dirigeons de prend d'elle pour nous calcule ; P_{jmax} 42.66 mm.

-Nous calculons les pluies maximale fréquentielle à 0.1% - 1% -5% -10% -20% avec la formule suivant

$$P_{jf} = C_f \times P_{jmax \text{ en } 24 \text{ h}} \dots\dots\dots(\text{II.11})$$

Avec:

P_{jf}%: pluie journalier fréquentielle en (mm)

P_{jmax en 24 h}= pluie maximale journalière en (mm).

C_f : le coefficient correspondant à la fréquence voulue.

Tableau II.10 la pluie maximal fréquentielles

F(%)	Cf	Pjf (mm)
0.1	2.87	122.43
1	2.106	89.84
5	1.646	70.22
10	1.432	61.09
20	1.262	53.84

II.3.4 Calcule de l'intensité pluviale

Pour calculer l'intensité pluviale qui s'exprime en (l/s/h) en suivant les étapes et les formule suivant :

$$I \text{ (mm)} = Pjf \times \left(\frac{T}{24 \times 60}\right)^{0.33} \dots\dots\dots(\text{II.12})$$

$$I \text{ (mm/h)} = (P/T) \times 60 \dots\dots\dots(\text{II.13})$$

$$I \text{ (l/s/ha)} = \left(\frac{l}{3600}\right) \times 10^4 \dots\dots\dots(\text{II.14})$$

Nous obtenons alors pour chaque fréquence aux différents temps considérés les résultats classés dans le tableau suivant:

Tableau II.11 l'intensité pluviale aux différentes fréquences (minutes)

Fréquence	Intensité	Pjf	Temps en minute (min)			
			5 min	15 min	30 min	60 min
0.1%	I (mm)	122.43	19	27	34	43
	I (mm/h)		227	109	68	43
	I (l/s/ha)		629.77	301.66	189.59	119.16
1%	I (mm)	89.84	14	20	25	31
	I (mm/h)		166	80	50	31
	I (l/s/ha)		462.12	221.35	139.12	87.44
5%	I (mm)	70.22	11	16	20	25
	I (mm/h)		130	62	39	25
	I (l/s/ha)		361.19	173.01	108.73	68.34
10%	I (mm)	61.09	9	14	17	21
	I (mm/h)		113	54	34	21
	I (l/s/ha)		314.23	150.51	94.60	59.46
20%	I (mm)	53.84	8	12	15	19
	I (mm/h)		100	48	30	19
	I (mm/s/ha)		276.92	132.64	83.37	52.40

II.3.5 Choix de l'intensité pluviale

Les ouvrages d'assainissement pluviaux sont conçus pour prévenir les inondations provoquées par la pluie et assurer une protection suffisante. Il est souvent à priori, de bonne gestion, de se protéger du risque de fréquence décennale (10 ans) Instructions Techniques (1977). Cependant, un degré moindre pourra être considéré comme acceptable dans les zones modérément urbanisées et dans les zones où la pente limiterait strictement la durée de submersion. [5]

L'intensité pluviale choisie est de fréquence 10% Est d'un temps d'averse répété égale à 15 min
 Donc: I = 150.51

On résume le calcul dans le tableau suivant :

Tableau II.12 débit des eaux pluviaux

K	C	I (l/s/h)	A (ha)	Q _{pluv} (l/s)
1	0.65	150.51	100	9783.15

II.4 Evaluation de débit déversé

L'estimation de débit déversé extrait des formules suivant :

$$Q_{totale} = Q_{pluviales} + Q_{moy} \dots\dots\dots (II.15)$$

$$Q_{dilué} = 2Q_{point} \dots\dots\dots (II.16)$$

$$Q_{deversé} = Q_{totale} - Q_{dilué} \dots\dots\dots (II.17)$$

Le résultat obtenu classé dans le tableau (II.1).

Tableau II.13 estimation de débit déversé

Le débit	La valeur
débite totale (m ³ /s)	9.82
Débite dilué (m ³ /s)	0.145
Débit déversé (m ³ /s)	9.67

Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons présenté les bases fondamentales pour calculer les différentes dimensions du réseau de notre étude. L'évaluation du débit des eaux usées (pluvial, et domestique), l'estimation du Débit sont les premières étapes pour faire les calculs hydrauliques dans le chapitre suivant.

Chapitre III

Dimensionnement de
la station de relevage
et les ouvrages en
lignes

Introduction

Une fois quelle totalité des débits sont déterminés, on passe au dimensionnement proprement dit des ouvrages tout en respectant certaines normes d'écoulement. Du point de vue sanitaire Les réseaux d'assainissement devront assurer :

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

Le choix du site de la station à plusieurs avantages :

- ✓ Il permet l'arrivée gravitairement de tous les rejets du centre d'Ain-Larbaa vers un seul point.
- ✓ Espace suffisant pour la construction loin des habitations.
- ✓ Départ de la conduite de refoulement, un tracé direct le long du canal loin des habitations jusqu'à la station d'épuration dans la voie de servitude
- ✓ Accès direct à la station par une voie accessible.

III.1 Définition de déversoir d'orage

« Sur un réseau unitaire, on désigne par déversoir d'orage l'ensemble du dispositif dont la fonction est d'évacuer vers le milieu naturel les pointes de ruissellement de manière à décharger le réseau aval »
« Une deuxième fonction du déversoir est d'assurer un partage des flux polluants entre le milieu naturel Et le collecteur aval », (Valiron 1995),

« Le déversoir d'orage est un ouvrage 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 STEU en cas de pluie ». (Chocat 1997).

Un déversoir d'orage est un ouvrage de contrôle permettant une régulation hydraulique des effluents en réseau d'assainissement. Il dérive une partie des effluents lorsque le débit à l'amont dépasse une certaine valeur que l'on appelle "débit de référence". Le débit dérivé peut sortir complètement du système d'assainissement, soit y être réinjecté après stockage dans le bassin. Un schéma synoptique de déversoir d'orage illustré dans la figure ci après :

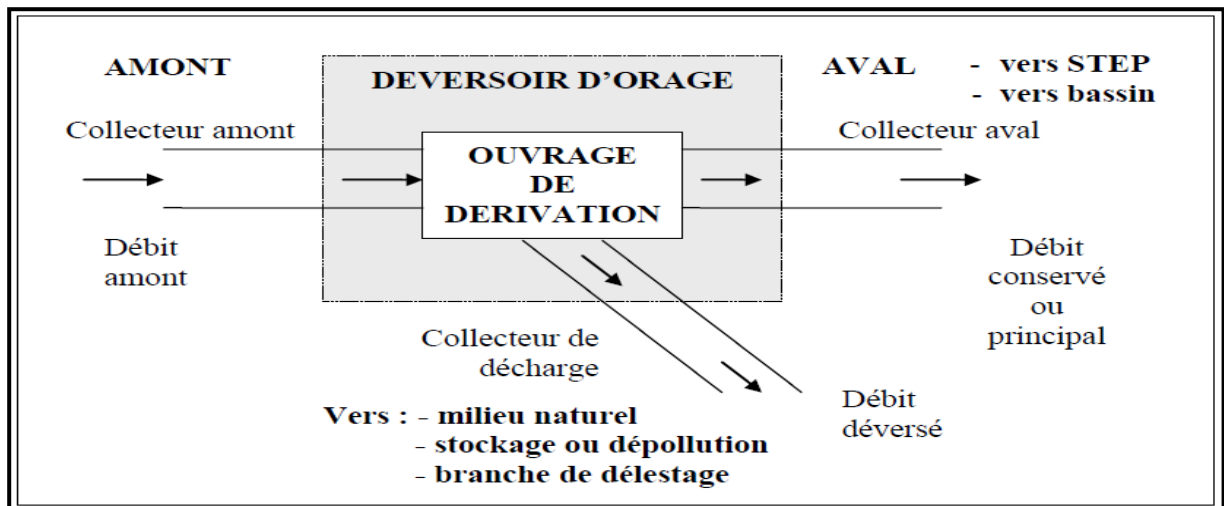


Figure III.1 : Schéma de principe de déversoir d'orage

III.1.2 Emplacement des déversoirs d'orage

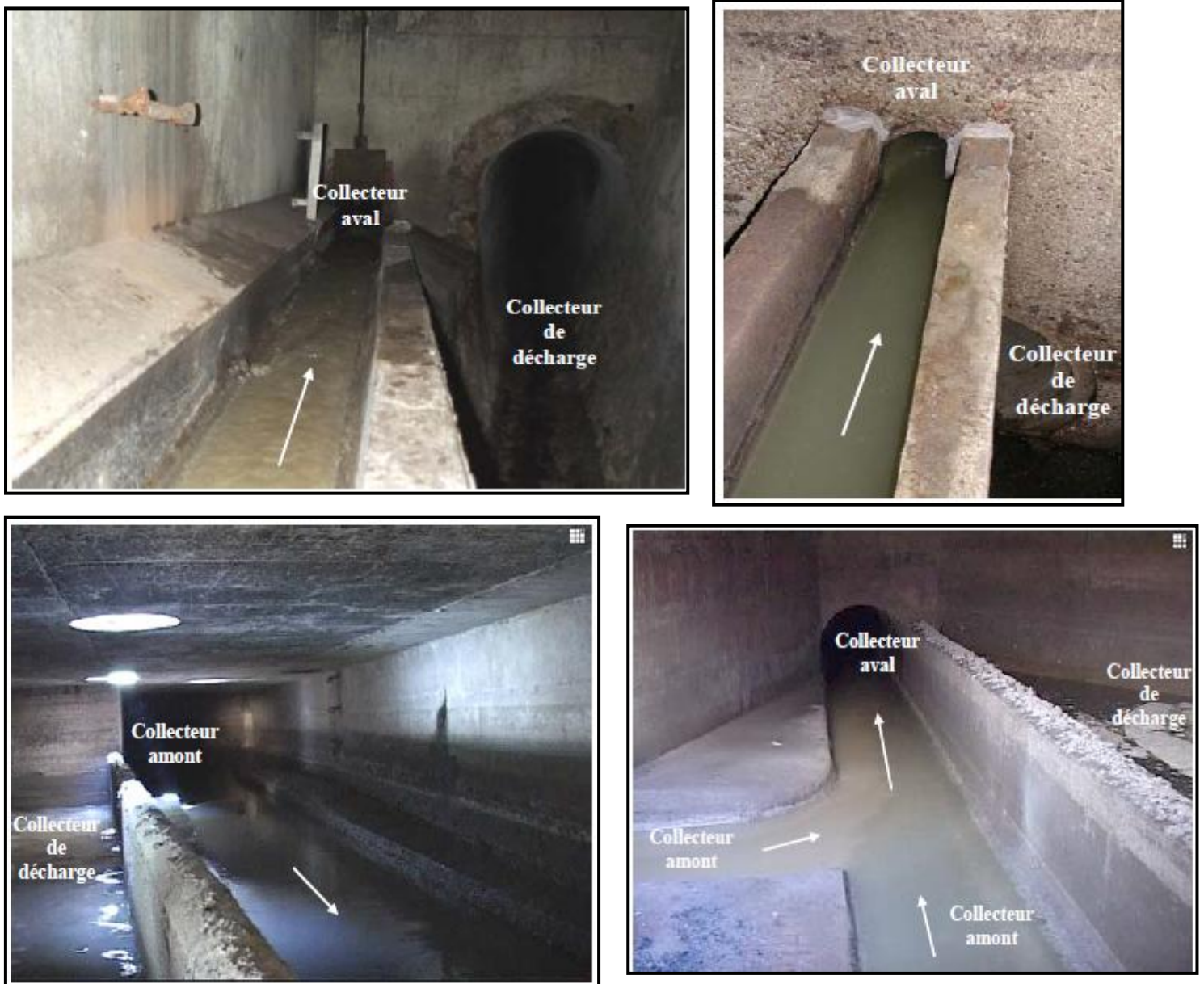
Ils sont placés :

- ✓ Avant la station d'épuration pour la régularisation du débit ;
- ✓ Au milieu du réseau pour réduire les diamètres des collecteurs, ou déchargé un collecteur avant leurs projections, il faut voir :
- ✓ Le milieu récepteur et son équilibre après le rejet des effluents dont il faut établir un degré de dilution en fonction du pouvoir auto épurateur du milieu récepteur ;
- ✓ La capacité et les surfaces des ouvrages de la station d'épuration pour éviter les surcharges et le mauvais fonctionnement ;
- ✓ La topographie du site et la variation des pentes. [9]

III.1.3 Type des déversoirs

On distingue des différents types des déversoirs selon la pente, l'écoulement, la Position de la STEP [8]

- ✓ Les déversoirs à seuil latéral ;
- ✓ Les déversoirs à seuil frontal ;
- ✓ Les déversoirs avec ouverture du radier ;
- ✓ Les déversoirs siphoniques ;
- ✓ Les déversoirs automatiques ;
- ✓ Les déversoirs à barrage gonflable



Photos des déversoirs d'orage du réseau de commune de Sélestat -France

Figure III.2 photos des différents types des déversoirs d'orage.**A. Déversoirs à seuil latéral**

Dans le cas du déversoir à seuil latéral pur comme notre cas, le seuil est rectiligne et strictement parallèle à l'écoulement; Le déversoir avec entonnement oblige la crête à s'incliner par rapport à l'écoulement pour relier linéairement la conduite amont et la conduite aval.

Parmi les déversoirs à seuil latéral, on peut établir une sous-catégorie selon la longueur du seuil. On définit la longueur d'un seuil par le rapport de sa longueur sur le diamètre de la Conduite amont.

On distingue alors :

- les seuils courts dont le rapport est inférieur ou égal à 3,
- les seuils longs dont le rapport est supérieur à 3.

Les déversoirs courts ont été introduits par Hörler en 1973.

Cette distinction est faite parce que le comportement hydraulique de ces deux types de Déversoirs est différent. En effet, sur un déversoir court, la figure suivante (Figure 2) montre Que l'effet de la paroi verticale sur l'inclinaison de vectrices vitesses joue un rôle non Négligeable ; de plus, un ressaut hydraulique se crée sur la partie aval du déversoir. On ne Ne retrouve pas systématiquement ces effets sur les déversoirs longs. [10]

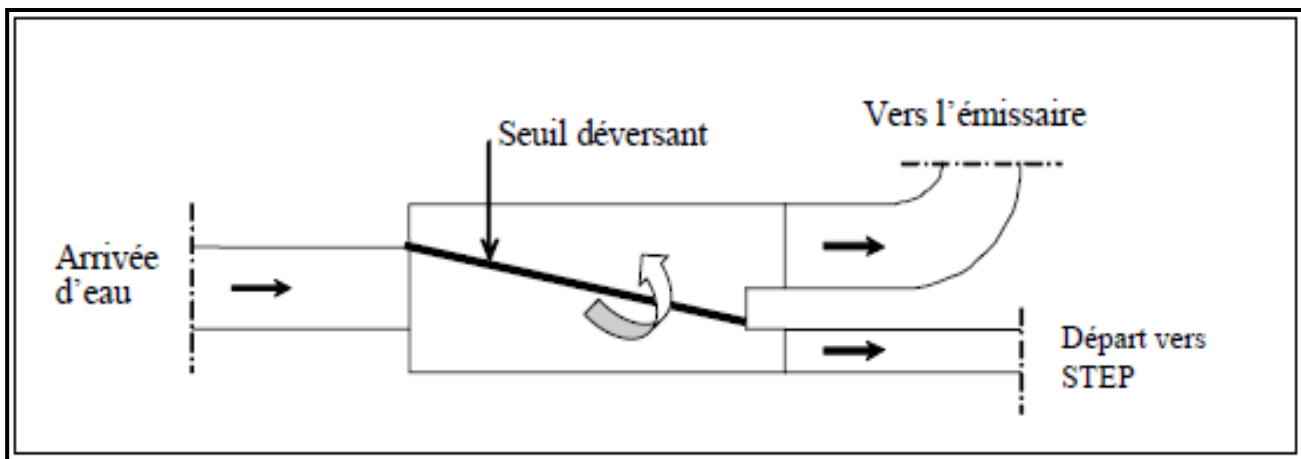


Figure III.3 : Déversoir à seuil latéral avec entonnement, vue de dessus

B. Déversoirs à seuil frontal

Le seuil est alors rectiligne et perpendiculaire à l'écoulement ; Parmi les déversoirs à Seuils frontaux, on peut encore établir une sous-catégorie selon la présence ou non d'une contraction Au niveau du seuil, selon la mise en charge de la conduite aval et selon l'orientation de cette même Conduite par rapport à la crête.

On distingue alors :

- les seuils frontaux sans contraction, lorsque la longueur du seuil est égale à la largeur de L'ouvrage de déversement.
- les seuils frontaux avec contraction, lorsque la longueur du seuil est inférieure à la largeur de L'ouvrage de déversement. [16]

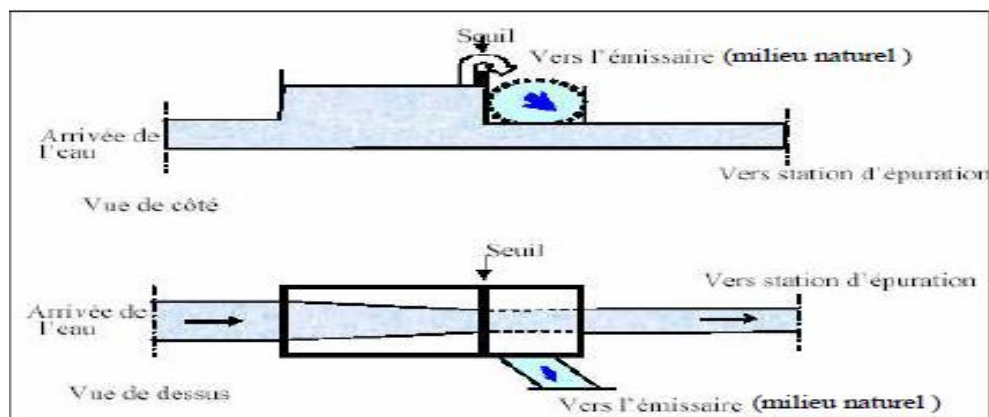


Figure III.4 Déversoir à seuil frontal pur, vue en coupe et vue en plan

III.1.4 Fonctions de déversoir

L'utilisation de déversoir et de seuil pour réguler les écoulements n'est pas une découverte récente, leur usage remonte à une époque lointaine. Les romains déjà avaient développé des systèmes similaires à ceux d'aujourd'hui.

Au moyen âge, l'utilisation de l'énergie hydraulique avait été rendue possible grâce à l'usage de la roue hydraulique. Des seuils maintenaient alors le niveau d'eau nécessaire au fonctionnement des roues des moulins, ce fut l'une des premières utilisations répandues de cette forme de mécanisation.

Le débit régulé par le seuil et utilisé pour l'irrigation ou le fonctionnement des moulins pouvait facilement être modifié par l'ajout ou la suppression de planches sur le seuil de l'ouvrage.

Une pratique similaire a été utilisée pour les déversoirs d'orage des réseaux d'assainissement. à l'origine, comme son nom l'indique, le déversoir d'orage comportait généralement un seuil déversant calé au dessus de la ligne d'eau aval du débit de temps sec maximum. Les déversoirs d'orage conçus il y a plus d'un siècle en même temps que les réseaux unitaires d'assainissement, avaient pour objet de rejeter à la rivière les débits que les collecteurs de l'aval ne pouvaient pas véhiculer, de façon à éviter les débordements du réseau. Ils devaient donc laisser passer le débit de pointe de temps sec et évacuer à la rivière les apports dépassant deux à trois fois le débit moyen de temps sec suivant le dimensionnement donné au système.

Depuis les années 1970, après la mise en évidence de la pollution des eaux de ruissellement, une fonction supplémentaire leur a été assignée : celle d'envoyer à l'aval vers la station d'épuration le maximum de pollution et si possible tous les flottants.

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

- laisser transiter le débit des eaux usées de temps sec sans surverse et sans trop faire chuter la vitesse de l'écoulement afin de limiter la décantation des matières en suspension présentes dans l'effluent,
- laisser transiter les eaux usées et celles de petites pluies sans surverse jusqu'au débit de référence, c'est à dire le débit maximal admis à l'aval,
- déverser le débit excédentaire de pluie (au delà du débit de référence) sans mise en charge et décantation dans la conduite amont et sans surcharge excessive de débit dans le réseau à l'aval,
- Empêcher l'entrée d'eau en provenance du milieu naturel. (Certu 2003)

Dans tous les cas, le Déversoir d'Orage (DVO) est constitué d'un ouvrage de dérivation recevant les eaux d'un collecteur amont, les renvoyant au collecteur aval et dirigeant le "trop plein" vers un collecteur de décharge. Les déversements peuvent se faire vers des bassins d'orage ou de dépollution. Mais ils se font le plus souvent directement vers le milieu naturel (cours d'eau et plans d'eau), exceptions faites des bras morts de cours d'eau, des canaux, et avec des conditions particulières, dans le domaine public maritime. (Anjou recherche 2006)

III.1.5 Principe de dimensionnement

Pour le calcul hydraulique des déversoirs, de nombreux auteurs ont fait des propositions inspirées de la formule fondamentale précédente qui mériteraient des approfondissements, voire des vérifications expérimentales sur des sites s'agissant de traiter des problèmes liés à la pluie et à la charge polluante transportée (dilution), il convient d'évaluer d'abord le débit unitaire critique en faisant la somme du débit de temps sec, du débit de pluie critique et éventuellement du débit unitaire restant dans le réseau des déversoirs et des bassins amont.

On évalue ensuite les caractéristiques proprement dites de l'ouvrage déversoir en procédant comme suit :

On évalue la valeur de débit maximum conservé à l'aval en direction de la station d'épuration ; en direction de la station d'épuration ; en fonction de la dilution admissible sur la station, cette valeur est de l'ordre de 3 à 4 fois de temps sec.

En second lieu, on détermine la valeur du seuil de fonctionnement ainsi que la valeur de remplissage de la canalisation d'amenée (ou la chambre de déversement), cette dernière valeur déterminant en fait le niveau du seuil de trop-plein [13].

Enfin on calcule la longueur du déversoir (L) par l'application de la formule du BAZIN. Dans notre cas il s'agit d'un déversoir latéral.

Soit :

$$L = \frac{Q_{dev}}{\mu \times H_d^{1.5} \times \sqrt{2g}} \dots\dots\dots(III.1)$$

Avec

Q_{dev} : débit au niveau du seuil déversoir (m³/s)

M : coefficient expérimental dont la valeur est fonction du type de seuil :

μ1 = 0,38 pour un seuil à crête épaisse,

μ2 = 0,40 pour un seuil poutrelle à contraction latérale,

μ3 = 0,45 pour un seuil mince avec faible contraction latérale,

μ4 = 0,50 pour un seuil mince sans contraction latérale ni influence de la hauteur de pelle

L : longueur de la lame-déversoir (m) ;

G : accélération de la pesanteur (9,81 m/s²) ;

H_d : hauteur de Charge, au-dessus du seuil d'déversoir (m),

III.1.6 Dimensionnement de déversoir

Le principe de dimensionnement est basé sur le calcul de la longueur du lame-déversoir mais avant, on doit calculer la hauteur déversant.

III.1.6.1 Calcul de la hauteur déversant

La canalisation de déversoir dimensionnée pour un débit en pleine section (Q_{ps}) ne fluèrent réalité Et dans la plupart du temps que des quantités d'eaux plus faibles que celles pour les quelles Elles ont été calculées.

Avant tout on définit les paramètres suivants :

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

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

$$Q=V \times S \dots\dots\dots(III.2)$$

Avec :

- Q : Débit (m^3/s).
- V : Vitesse d'écoulement (m/s).
- S : Section mouillée (m^2).

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

$$V=C\sqrt{R_h \times I} \dots\dots\dots(III.3)$$

Avec :

C : Le coefficient de CHEZY, il dépend aux paramètres hydrauliques et géométriques de l'écoulement. Le coefficient « C » est donné à son tour par la formule de Bazin,

$$C= \frac{87}{1+(\frac{\gamma}{Rh})} \dots\dots\dots(III.4)$$

Dans laquelle γ est un coefficient d'écoulement dont la valeur dépend de la rugosité des parois et de l'effluent transporté.

A- Calcul de la Pente

La pente de chaque canalisation est déterminée à partir de la formule suivante :

$$I = \frac{\Delta h}{L} \dots\dots\dots(III.5)$$

$$CP \text{ amont} = CTN_{\text{amont}} - P_{\text{amont}}$$

$$CP \text{ aval} = CTN_{\text{aval}} - P_{\text{aval}}$$

$$\Delta H = CP_{\text{amt}} - CP_{\text{aval}}$$

Avec

Δh: La différence entre deux côtes du projet (m).

L : La longueur entre deux regards (m).

CTN amont : côte de terrain naturel amont (m) ;

CTN aval : côte de terrain naturel aval (m) ;

CP amont : côte projet amont (m) du terrain ;

CP aval : côte projet aval (m) du terrain;

Tableau III.1 calcul de la côte du projet

	R ₇ : avant DVO	DVO	STR
Côte terrain naturel	185.05	184.93	186.91
Profondeur (m)	2.9	3	5.09
Côte de projet(m)	182.15	181.93	181.81

Tableau III.2 la pente hydraulique

Ouvrage	R7- DVO	DVO-STR
La longueur (m)	22	52.8
La pente hydraulique %	0.01	0.0023

B- Calcul de diamètre

Les diamètres théoriques des collecteurs sont calculés par la formule de Manning Strickler, qui s’écrit comme suit:

$$V = K R h^{2/3} \sqrt{I} \dots\dots\dots(III.6)$$

Avec

K : le coefficient de Manning Strickler, qui dépend du matériau de la conduite et de son âge. Il est pris égal à :

- 70 pour les conduites usagées,
- 70 pour les nouvelles conduites en CAO ou en BVA,
- 100 pour les conduites en PVC.

Dans notre cas la conduite en PVC on prendra K = 100.

D’où on déduit le diamètre théorique D permettant de faire transiter ce débit :

$$D_{th} = 4^{\frac{5}{8}} \left(\frac{Q}{\pi k l^{0.5}} \right)^{\frac{3}{8}} \dots\dots\dots(III.7)$$

- Détermination du diamètre théorique:

$$D_{th} = 4^{\frac{5}{8}} \left(\frac{0.145}{3.14 \times 100 \times 0.0023^{0.5}} \right)^{\frac{3}{8}}$$

$$D_{th} = 0.417 \text{ mm}$$

N.B :

Il faut chercher le diamètre commercial (normalisé); $D_{nor} \geq D_{th}$ (dans un système unitaire le diamètre minimum est de 300 mm). Dont D_{nor} : 500 mm en PVC PN 10.

C- Les rapports

✓ Rapport des débits : $R_Q = \frac{Q}{Q_{ps}}$ (III.8)

✓ Rapport des vitesses : $R_V = \frac{V}{V_{ps}}$ (III.9)

✓ Rapport des hauteurs : $R_H = \frac{H}{D}$ (III.10)

Avec le rapport du débit R_Q et l’abaque Ab5, on tire le rapport de vitesse et le rapport de hauteur.

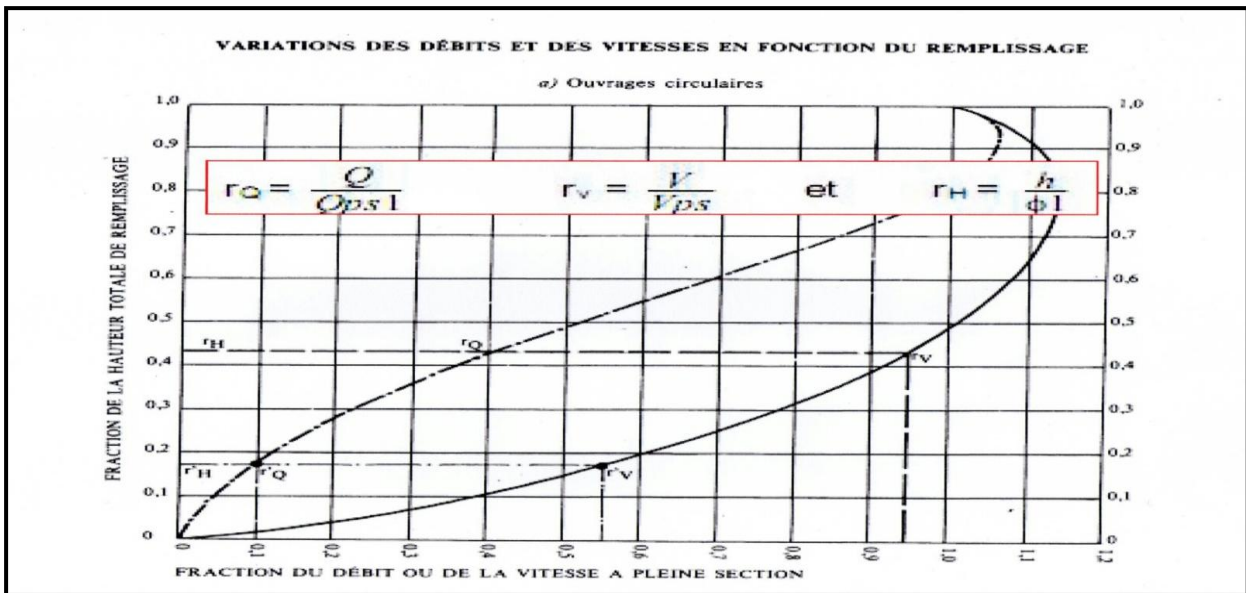


Figure III.5: Abaque (Ab.5) la variation des débits et de la vitesse en fonction du remplissage

D- Les Composantes des rapports

Puisque $V = k.R_h^{2/3}.I^{1/2}$ et l'écoulement est en pleine section ($R_h=D/4$) donc:

$$\text{❖ la vitesse en plein section : } V_{ps} = \frac{KD^{2/3}\sqrt{I}}{4^{2/3}} \dots\dots\dots(III.11)$$

$$\text{❖ le débit en plein section : } Q_{ps} = \frac{\pi D^2 V_{ps}}{4} \dots\dots\dots(III.12)$$

Avec

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

V_e : Vitesse d'écoulement en (m/s).

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

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

I : Pente du déversoir en (m/m).

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

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

E-Conditions d'auto-curage

Les conditions d'auto-curage doivent être respectées pour des raisons d'hygiène et d'entretien. En effet si la vitesse dans le réseau est trop faible, des dépôts et des déchets fermentescibles peuvent stagner dans les conduites.

Les conditions de satisfaction de l'auto-curage sont :

❖ **Condition 0 :**

La vitesse à pleine section doit être $V_{ps} > 1,00\text{m/s}$

❖ **Condition 1 :**

La Vitesse doit être supérieure à 0.60 m/s pour 1/10 du débit à pleine section

❖ **Condition 2 :**

La Vitesse doit être supérieure à 0.30 m/s pour 1/100 du débit à pleine section.

F- Mode calcul

Collecteur R7- déversoir :

- le débit ramené par la conduit de béton armé, $D_1=2000$ mm et une pente hydraulique $I_1=1\%$; $K=70$
 - calcul de la vitesse en plein section du collecteur R7- déversoir :

$$V_{ps} = \frac{70 \times 2^{2/3} \sqrt{0.01}}{4^{2/3}} = 4.41 \text{ m/s}$$

- calcul de débit en plein section du collecteur R7- déversoir:

$$Q_{ps} = \frac{3.14 \times 2^2 \times 4.41}{4} = 13.85 \text{ m}^3/\text{s}$$

- calcul le rapport de débit du collecteur R7-déversoir :

$$R_Q = \frac{9.82}{13.85} = 0.71$$

- Avec le rapport du débit R_Q et l'abaque Ab5, on tire le rapport de vitesse et le rapport de hauteur

On trouve :

$$R_v = 1.09 ; R_h = 0.61;$$

La hauteur de remplissage : $H = 2 \times 0.61 = 1.22 \text{ m}$

Vérification de la condition d'auto-curage

Condition 1 :

La vitesse d'écoulement V doit être supérieure à 0.6 m/s pour le 1/10 du débit à plein section.

$$V (Q_{ps}/10) = 0.55 \times V_{ps} = 0.55 \times 4.41 = 2.42 \text{ m/s} > 0.6 \text{ m/s} \text{ condition Vérifiée}$$

Condition 2:

La vitesse d'écoulement V doit être supérieure à 0.3 m/s pour le 1/100 du débit à plein section.

$$V (Q_{ps}/100) = 0.25 \times V_{ps} = 0.25 \times 4.41 = 1.10 \text{ m/s} > 0.3 \text{ m/s} \text{ Condition Vérifiée}$$

Collecteur DVO –STR :

- la conduite allant vers la station de relevage en PVC, $D_2 = 500 \text{ mm}$ et pente hydraulique de $I_2 = 2.3\text{‰}$, $K = 100$.

- calcule de la vitesse en plein section du collecteur R7- déversoir:

$$V_{ps} = \frac{100 \times (0.5)^{2/3} \sqrt{0.145}}{4^{2/3}} = 1.2 \text{ m/s}$$

- calcule de débit en plein section du collecteur R7- déversoir:

$$Q_{ps} = \frac{3.14 \times (0.5)^2 \times 1.2}{4} = 0.23 \text{ m}^3/\text{s}$$

- calcule le rapport de débit du collecteur R7-déversoir :

$$R_Q = \frac{0.145}{0.23} = 0.6$$

À partir de l'abaque on trouve :

$$R_v = 1.06 ; R_h = 0.55;$$

La hauteur de remplissage : $H = R_h \times D = 0.55 \times 0.5 = 0.3 \text{ m}$

Vérification de la condition d'auto-curage

Condition 1 :

La vitesse d'écoulement V doit être supérieure à 0.6 m/s pour le 1/10 du débit à pleine section.

$$V (Q_{ps}/10) = 0.55 \times V_{ps} = 0.55 \times 1.2 = 0.7 \text{ m/s} > 0.6 \text{ m/s} \quad \text{Condition Vérifiée}$$

Condition 2:

La vitesse d'écoulement V doit être supérieure à 0.3 m/s pour le 1/100 du débit à pleine section.

$$V (Q_{ps}/100) = 0.25 \times V_{ps} = 0.25 \times 1.2 = 0.4 \text{ m/s} > 0.3 \text{ m/s} \quad \text{Condition Vérifiée}$$

- les calculs sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III. 3 Tableau récapitulatif du calcul hydraulique des collecteurs

Collecteur	D (mm)	I(%)	Vps (m/s)	Qps (m ³ /s)	Rq	Rv	RH	H(m)
R7-DVO	2000	1	4.41	13.85	0.71	1.09	0.61	1.22
DVO-STR	500	0.23	1.2	0.23	0.6	1.06	0.49	0.3

III.1.6.2 Conditions d'écoulement

L'écoulement dans cette partie est gravitaire, 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 d'auto curage qui est de l'ordre :

- au moins 0,6 m/s pour le un dixième du débit de pleine section.
- au moins 0,3 m/s pour le un centième du débit de pleine section.

- Si cette vitesse n'est pas respectée, 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, nous conduit 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.

III.1.6.3 Calcul de la lame déversant

Avec

$$H_d = 1.22 - 0.3 = 0.92 \text{ m} ; Q_{dev} = 9.67 \text{ m}^3/\text{s} ; \mu_1 = 0,50 \text{ pour un Seuil mince sans contraction latéral} ; g = 9.81 \text{ m/s}^2$$

$$L_d = \frac{9.67}{0.50 \times \sqrt{2 \times 9.81} \times 0.92^{1.5}} = 5 \text{ m}$$

Avec les dimensions suivant longueur = 4m; largeur = 3m.

Tableau III. 4 Tableau récapitulatif de dimensionnement DVO

Largeur (m)	Langueur (m)	Lame déversant(m)	Hauteur déversant(m)
3	5	4	0.92

III.2 Recommandations principales pour la station de relevage

Touts projet d'une station de relevage doit tenir compte les recommandations principales suivantes :

- Diminution possible du coût de génie civil.
- Organisation de l'exécution des travaux en phases.
- Eviter l'implantation des stations en milieu urbain.
- Utilisation des matériaux de conception récents.
- Normalisation des solutions techniques.
- Choisir les équipements disponibles sur le marché.
- Eviter les zones inondables

III.2.1 Choix du site de la station de relevage

L'implantation et le type de la station de pompage sont établis suivant des considérations techniques et économiques, ils vérifient bien certains critères et conditions d'établissement du bâtiment de la station notamment aux conditions topographique et géologiques.

L'emplacement de la station doit assurer les conditions de fonctionnement les plus favorables en occupant la surface nécessaire minimale. Donc, il est nécessaire de tenir compte les exigences suivantes :

- Prévoir les accès à tous les ouvrages (visite et réparation).
- Prévoir les moyens de dérivation des eaux pluviales
- Prévoir la plate forme avec un revêtement routier.
- Prévoir l'accès de l'alimentation en énergie électrique.
- Aménager des espaces verts autour de la station.
- Une station de pompage doit être située au mieux :

Par rapport : - aux besoins à satisfaire

- à la ressource en eau

En tenant compte des contraintes liées à la nature de la ressource en eau

Et notamment :

- des plus basses eaux
- des plus hautes eaux
- de débit solide

En fonction de la qualité du sol de fondation. [5]

D'après la disponibilité du terrain et des eaux, et les conditions topographiques et géologiques favorables, on a planté notre station de relevage de cite Ain -LARBAA avec une capacité de refoulement de 17520 Eq/hab. la station de relevage a été conçu pour refouler les eaux usée d'un point bas vers un bassin de dissipation puis gravitairement à la station d'épuration Sidi-Safi.

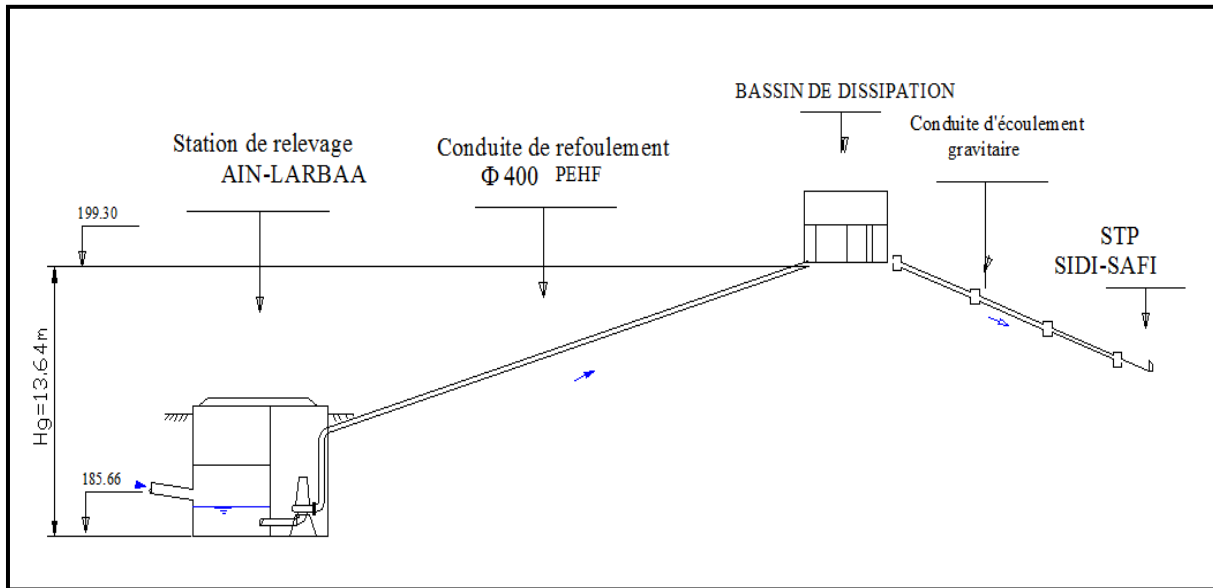


Figure III.6 Schéma principal du système de refoulement des eaux usées (AIN-LARBAA)

III.2.2 Données de base initiales

Les données nécessaires à l'élaboration de notre station de relevage sont les suivantes :

- la quantité d'eau (débit) demandée par la station et qui est orientée vers le site de la station d'épuration de Sidi safi, notre station reçoit un débit total des eaux usées qui est égale à 145.24 l/s à l'horizon 2035.
- le plan topographique : ce plan permet de faire le choix de l'emplacement de la station et du tracé de la conduite de refoulement avec les différentes côtes topographiques.
- la source d'énergie électrique : il permet de faire le choix technico-économique de certains équipements (il existe une ligne de Haute tension traverse la région).
- la nature du sol : permet de faire le choix du bâtiment de la station

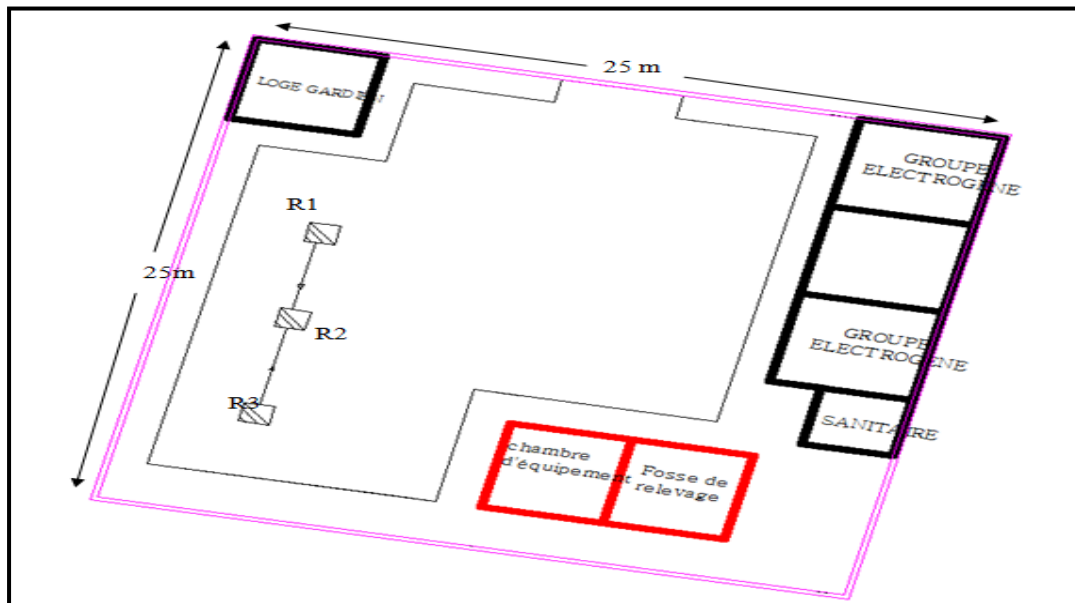


Figure III.7 Aménagement de station de relevage (AIN-LARBAA)

III.2.3 Composition de la station de relevage

Généralement une station de pompage des eaux usées se compose de :

III.2.3.1 Partie Equipement

- ✓ Système de dégrillage (manuel ou automatique)
- ✓ Une ou plusieurs pompes
- ✓ Les conduites d'aspiration
- ✓ Des appareils de robinetterie (vannes d'isolement, clapets anti-retour,...)
- ✓ Des appareils pour la mesure débits (débitmètre électromagnétique)
- ✓ un dispositif d'homogénéisation, mélangeur, vanne de brassage ou compresseur de débouage)
- ✓ appareils de protection éventuelle contre les coups de bélier (ballon anti-bélier)
- ✓ pièce spéciales et accessoires de raccordement (couds, tés, manchettes de traversées, cônes de réduction, joint de montage)
- ✓ système de levage, d'accès et d'entretien (portique avec palan, échelles de descente ...)
- ✓ trappe de visite (grille caillebotis, tôles striées...)
- ✓ équipement électrique (alimentation électrique, poste transformateur éventuel, armoire électrique et de commande, éclairage, etc

III.2.3.2 Partie Génie civil

- ✓ Un puisard (ou bêche), coulé sur place ou préfabriqué,
- ✓ Chambre des vannes;
- ✓ Ouvrage abritant le dégrilleur;
- ✓ Ouvrages annexes et aménagements divers (regards, locaux techniques,
- ✓ clôture, aire de manœuvre, espace vert.

A-Dégrilleur

Le dégrilleur a pour but d'éliminer les déchets solides véhiculés par les eaux usées (chiffons, bouteilles, plastiques, papiers, pierres, déchets divers, ...) et de protéger les ouvrages et équipements de la station contre l'introduction de ces déchets. Le système de dégrillage peut être manuel ou automatique. La maille ou ouverture du dégrilleur sera déterminée en fonction du passage libre de la pompe. Plus la maille est petite plus il y a de contraintes d'exploitation.

Généralement pour les stations de pompage des eaux usées, on adopte un panier dégrilleur ayant les caractéristiques suivantes :

- Matériau I : inox
- Forme et Diamètre des barreaux : circulaires de DN 20 à 25 mm
- Ouverture de la maille (espacement entre barreaux) : de l'ordre de 30 À 40 mm
- Système de levage : manuel ou électrique.



Figure III. 8 Panier dégrilleur

B-Robinetterie :**❖ Ventouse triple fonction :**

C'est un dispositif de protection (anti-vide) des conduites et équipements (pompes),

Le rôle d'une ventouse à triples fonctions est le suivant :

- Sortie de l'air à grand débit lors de la mise en eau,
- Dégazage automatique de l'air en service sous pression,
- Entrée d'air à grand débit pour la vidange

Les ventouses sont à poser généralement aux points hauts, pour faire évacuer l'air.

❖ Clapet anti-retour :

C'est dispositif de protection qui empêche le retour d'eau vers le sens contraire d'écoulement



Figure III.9 Ventouse triple fonction



Figure III.10 Clapet à poule



Figure III.11 Schéma de montage d'un clapet anti retour

❖ **Vanne de sectionnement :**

Permet l'arrêt d'eau en cas d'intervention ou d'entretien.



Figure III.12 Exemple de la vanne murale



Figure III.13 Vanne à opercule

C-Meure de débit (débitmètre électromagnétique) :

Il sert à mesurer le débit qui sort de la station (débit de refoulement)



Figure III. 14 Deux modèles du débitmètre électromagnétique

D-Raccords



Figure III.15 Té



Figure III.16 Cône de réduction a bride



Figure III.17 Coude à différent coude



Figure III.18 Raccord à bride major

E - La Bâche

L'implantation, la forme et la conception d'une station de relevage dépendent en grande partie des facteurs suivant :

La nature, la composition et la qualité du liquide à pomper, aussi que l'emplacement du site et la condition du sol, ainsi l'exigence écologique et la réglementation locales; les pratique et les besoin locaux enfin la considération d'ordre économique. [12]

On trouve plusieurs type de bâche comme de suit :

- bâche à entré frontale
- bâche à entre latérale
- bâche circulaire

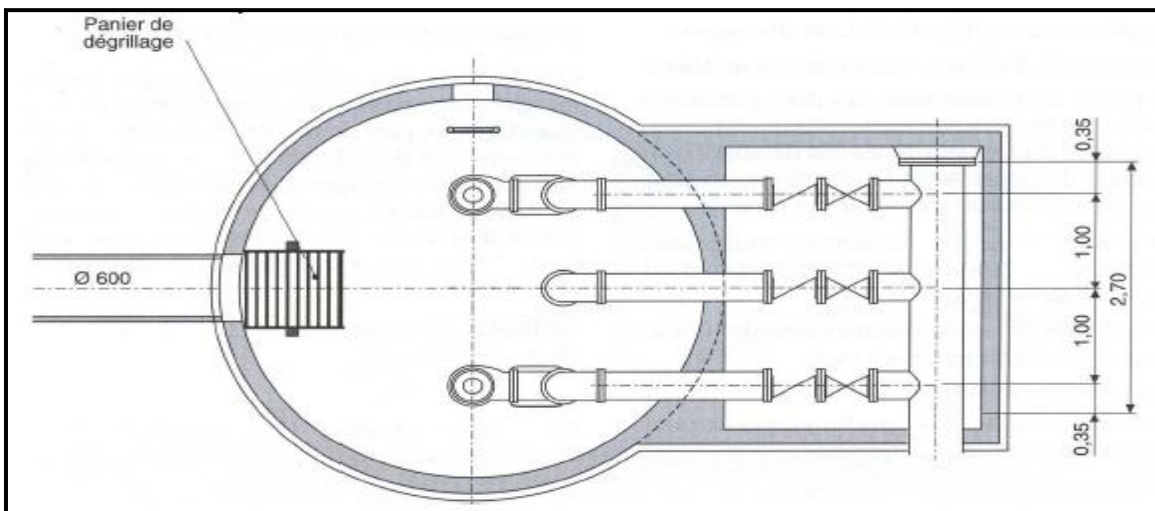


Figure III.19 Exemple d'une station de pompage circulaire

III.2.4 Dimensionnement de la bache

III.2.4.1 Détermination de volume de la bache

Le volume total de la bache est composé de deux volumes :

Volume utile (V_u) ; volume mort (V_{mort})

$$V_{bache} = V_u + V_{mort} \dots\dots\dots(III.13)$$

A. volume mort

Le volume du réservoir de stockage de la station est adopté égale au débit totale qui arrive dans un temps déterminé.

$$V_{mort} = Q_{dil} \cdot T \dots\dots\dots(III.14)$$

Avec :

V_{mort} : volume mort de la bache en (m^3)

Q : débit totale arrivé à la station de relevage = $0.145 m^3/s$

T : temps de remplissage on choisi 2 min.

$$V_{mort} = 0.145 \times 2 \times 60 = 17.4 m^3$$

Le volume totale de la bache sera $V_{mort} = 17.40 m^3$

B. volume utile

La bache d'aspiration de la station de relevage constitue un volume tampon permettant de régularisé le fonctionnement des pompe .son volume total doit être suffisant pour que le nombre de déclenchement par heur des moteur ne dépasse pas une valeur maximal donnée par le constructeur.

$$V_u = \frac{Q \times T}{4 \times (N-1)} \dots\dots\dots(III.15)$$

Avec

V_u : volume de marnage dans la bache d'eau entre le niveau haut de démarrage et le niveau bas d'arrête (m);

Q_p : débit dilue (m^3/h);

N : nombre de pompe identique et $N-1$ excluant la pompe de secours;

T : temps de remplissage de la bache, ($T=20min$)

$$V_u = \frac{0.145 \times 20 \times 60}{4 \times (2-1)} = 43.50 m^3$$

Avec : $V_T = V_u + V_{mort} = 43.50 + 17.40 = 60.9 m^3$

III.2.4.2 Détermination les dimensions de la bêche

A. surface de la bêche

On a : $S = \frac{VT}{H}$ (la forme de la bêche carré)(III.16)

S : la surface de la bêche en (m²) ;

V : le volume de la bêche en (m³).

H : la hauteur de la bêche en (m), on fixe cette hauteur à **H =2.5 m**.

$$S = \frac{60.9}{2.5} = 24.36 \text{ m}^2$$

B. longueur et largeur de la bêche

Le dimensionnement de la largeur et longueur de la bêche, sont déterminées par l'équation suivant :

On a $S = B^2$ (la forme de la bêche est carrée).....(III.17)

B : la cote la bêche (m).

$$B = \sqrt{S} \text{ alors } B = 4.93 \text{ m}$$

C. la hauteur de volume mort

$$H_{\text{mort}} = \frac{V_{\text{mort}}}{S} \text{(III.18)}$$

Avec :

V: volume morte (m³);

S : surface de la bêche (m²) $H_{\text{mort}} = \frac{26.16}{36.62} = 0.7 \text{ m}$

H_{mort} = 0.7 m

Les résultats obtenus sont résumé dans le tableau suivant

Tableau III. 5 Dimensionnement da la bêche

	V. mort (m ³)	V. utile (m ³)	V. total (m ³)	H. baches (m)	S (m ²)	B (m)	H mort (m)
Bêche	26.16	65.40	91.56	2.5	24.36	5	0.7

Pour la réalisation, on projeté une bêche de relevage dont le dimensionnement sont :

B= 5m, H_{bêche}= 2.50m

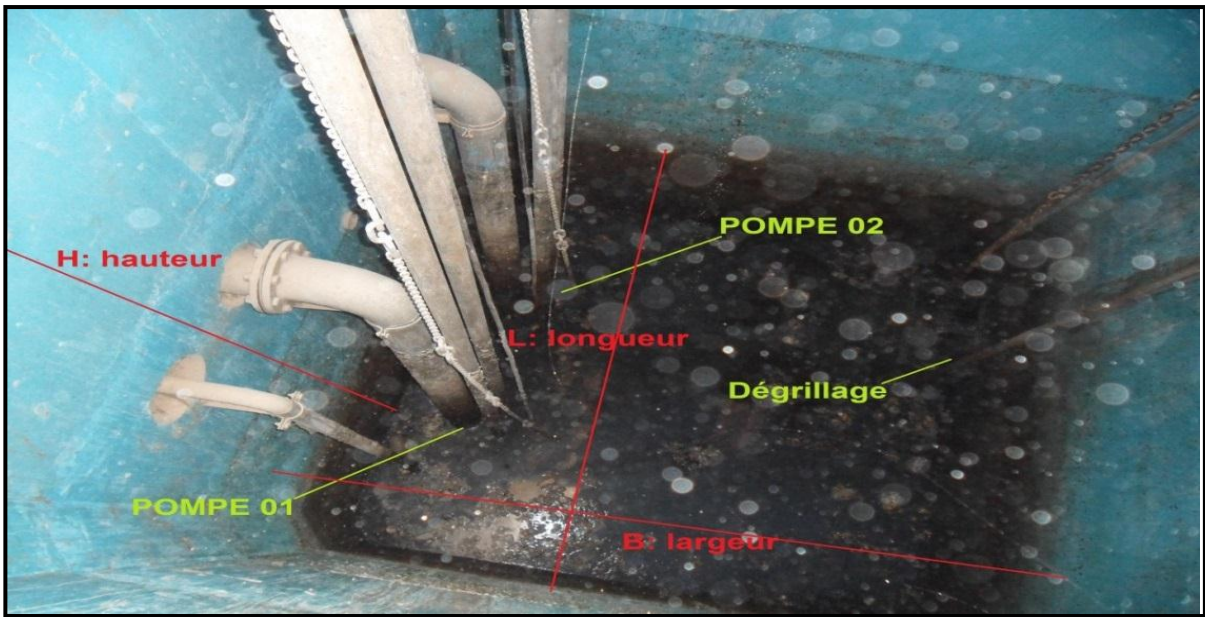


Figure III. 20 Présentation d'une bache exemplaire

III.2.5 Equipement sanitaire

Pour un bon déroulement des activités et une bonne coordination des services, nous envisagerons le personnel suivant :

- Un chef d'exploitation
- Un technicien en électricité industrielle
- Un électromécanicien qualifié
- Deux agents de surveillance (jour et nuit).

Vu l'isolement de notre station de pompage, on opte de projeter un équipement sanitaire pour rejeter les eaux usées. Donc on peut calculer le débit d'égout de la station par :

$$Q_{\text{égout}} = K_j \cdot W \frac{n}{t \cdot 3600} \dots\dots\dots(III.19)$$

Ou :

K_j : coefficient d'irrégularité horaire K_j = [2 – 3]

On prend K_j = 2.5

W : norme des eaux usées à évacuer W = 45 l/ personne

N : nombre de personnes au cours d'une relève n = 5

T : temps d'une relève t = 12h

Donc: $Q_{\text{égout}} = 2,5 \cdot 45 \frac{5}{12 \cdot 3600} = 0,013 \text{ l/s}$

$Q_{\text{égout}} = 0,013 \text{ l/s}$

Ces eaux usées seront évacuées par des conduites en PVC vers la bache de la station.

III.3 Conduite de refoulement

Eu point de vue économique la conduite de refoulement et station de pompage sont liées; En effet, plus le diamètre de la conduite est petit pour un même débit à relevé; plus la perte de charge sera grande .plus le moteur d'entraînement devra être puissant .donc plus l'énergie dépensée sera importante.

Il est donc intuitif qu'il existe un diamètre économique pour le conduit de refoulement résultant d'un compromis entre les deux tendances suivant :

Les frais d'amortissement du conduit, qui croissent avec le diamètre de la canalisation ;

Les frais d'exploitation de la station de pompage qui décroissent quand le diamètre augmente par suite de la diminution des pertes de charge.

III.3.1 Dimensionnement de la conduite de refoulement

En première approximation, on détermine le diamètre économique d'après les formules ci-dessous. Par suite on le détermine par une étude technico-économique

Le diamètre théorique de refoulement sera calculé par les deux formules suivant :

BONIN
$$D_{th} = \sqrt{Q} \dots\dots\dots(III.20)$$

$$D_{th} = \sqrt{0.145} = 0.380 \text{ m}$$

BRESS
$$D_{th} = 1.5\sqrt{Q} \dots\dots\dots (III.21)$$

$$D_{th} = 1.5 \times \sqrt{0.145} = 0.571 \text{ m}$$

Le diamètre économique retenu sera le diamètre commercialisé le plus proche du diamètre théorique obtenu

L'utilisation simultanée de ces deux formules fournit l'intervalle des diamètres optimaux suivant [400, 500, 630].

Donc notre diamètre normalisé sera $D_{nor} = 400 \text{ mm}$; en PEHD PN 10

III.3.2 Calcule de la hauteur manométrique totale (HMT)

La hauteur manométrique totale égale la somme entre la perte de la charge et la hauteur géométrique

$$HMT = H_g + \Delta H_T \dots\dots\dots(III.22)$$

III.3.2.1 la hauteur géométrique H_g

C'est la différence entre l'origine et le point haut de la conduite de refoulement

$$H_g = C_a - C_d \dots\dots\dots(III.23)$$

Avec

C_a : cote d'arrivé : BS

C_d : cote d'épart : STR

Application numérique : $H_g = 199.30 - 185.66 = 13.64 \text{ m}$

$$\mathbf{H_g = 13.64 \text{ m}}$$

III.3.2.2 Perte de charge linéaire

Elles sont causé par les frottements des particules d'eau entre elles t le frottement contre les parois de la canalisation .Ces perte se produisent le long des conduites et dépendent de :

- ✓ nature de canalisation.
- ✓ diamètre de canalisation.
- ✓ débit de l'eau dans la canalisation.
- ✓ longueur de canalisation.

La perte de charge linéaire est donnée en (m) par la formule suivant D'après la formule de Darcy-Weisbach

$$\Delta H_L = L \times \frac{\lambda}{D} \times \frac{V^2}{2g} \dots\dots\dots(III.24)$$

Avec

L : Linéaire de la conduite de refoulement (m) ;

λ : Coefficient de perte de charge ;

V : Vitesse moyenne du fluide dans la section considéré (m/s).

D : Diamètre de tuyau (m)

La valeur de λ est calculée après la vérification de régime d'écoulement selon le nombre de Reynolds, pour notre cas le régime est turbulent nous utilisons la formule de Colebrook (résultat des expériences de Nikuradzé) tel que [5]:

$$Re = v \times D / \delta \dots\dots\dots(III.25)$$

$$\text{Où } \frac{1}{\lambda} = -2 \times \log_{10} \left(\frac{\varepsilon}{3.7 \times D} + \frac{2.51}{Re \times \sqrt{\lambda}} \right) \dots\dots\dots(III.26)$$

Avec

R_e : Nombre de Reynolds;

ε : Rugosité équivalente de la paroi en m (=0.1 à 1 mm);

Δ : viscosité cinématique de l'eau en m^2/s à 20° ; $\delta = 10^{-6}(m^2/s)$.

III.3.2.3 Perte de charge singulière

Elles sont occasionnées par les singularités des différents accessoires de la conduite (Coude, vannes, clapets,.....) Elles sont estimées à 20 % des pertes de charge linéaires.

III.3.2.4 Pertes de charge totales

Ce sont la somme des pertes de charge linéaires et les pertes de charge singulières, alors:

$$\Delta H_T = \Delta H_{lin} + \Delta H_{sing} = \Delta H_{lin} + 0,20 \times \Delta H_{lin} \Rightarrow \Delta H_T = 1,20 \times \Delta H_{lin} \dots\dots\dots(III.27)$$

Donc la perte de charge totale en (m) sera :

$$\Delta H_T = 1.20 \times \Delta H_{lin} \dots\dots\dots(III.28)$$

Application numérique :

Le débit qui entre la station est de $Q_{dilue} = 145 \text{ l/s} = 0.145 \text{ m}^3/\text{s}$

Résultat obtenue pour notre station de relevage sont présenté dans le tableau suivant:

Tableau III.6 résultat de détermination de HMT de la pompe

	L(m)	Hgeo(m)	D(m)	V (m/s)	Re	λ	H _L (m)	H _S (m)	ΔH_T (m)	HMT(m)
STR	1420	13.64	0.4	1.8	$7.2 \cdot 10^5$	0.016	9.38	1.88	11.26	25

On cherche dans le marché les pompes qui disponible et qui est les même caractéristique de notre pompe soit ($HMT > HMT$ calculé) et ($Q \geq Q$ calculé, ou proche à Q_0).

III.3.3 Le choix du groupe électro pompe

Les groupes électro pompes sont constitués de deux parties :

- Le moteur: permet UN mouvement de rotation pour faire tourner la pompe
- La pompe: c'est la partie entraînée par le moteur pour aspirer l'eau ET faire le refoulement.

Au principe les pompes pour eaux usée sont des pompe roto-dynamique, c'est-à-dire utilisant un mouvement de rotation pour communique l'énergie au fluide pompe .

III.3.3.1 Choix de nombre et de type de pompes

La station de pompage doit être équipée d'un nombre suffisant de pompes assurant le débit forcé tel que

$$N = n_p + 1 \dots\dots\dots(III.29)$$

Où : N: nombre de pompes installées

n_p : nombre de pompe de fonctionnement

Le chiffre 1 veut dire qu'on a une pompe de secours installée. Ce nombre varie suivant le nombre de pompes, pour un nombre inférieur à 4 comme dans notre cas le nombre de pompes de secoure est égale à 1.

Les pompes choisées doivent répondre aux conditions suivantes :

- assurer la hauteur et le débit calculé.
- assurer le rendement maximal de la pompe.
- être d'un poids minimum possible.
- présenter une forme peu encombrante.
- répondre aux normes de construction de la station de pompage la plus économique.
- la pompe choisie doit être de préférence de production nationale
- doit être facile à l'entretien.

Dans ce présent projet, comme variantes on a plusieurs types de pompes submersibles à adopter comme :

- pompe KSB - Allemagne
- Pompe FLYGT- France
- Pompe Caprari - Italie

Dans notre étude, on prend la variante des pompes submersibles et le type KSB.

En se référant au Logiciel de sélection des pompes « KSB », afin de choisir les pompes qui comptant avoir le mieux aux paramètres déjà calculés.

Le débit souhaité ainsi que sa hauteur manométrique correspondante est rapportés sur les courbes caractéristiques de différentes pompes possibles (données par le constructeur).

On a besoin de refouler un débit total d'eaux usées de 145 l/s sur une hauteur de 13.64 mètres, donc il faut équiper la station par trois groupes submersibles (deux fonctionne et l'autre secoure) de type KSB **KRTK 151-401/306UEG-S** fonctionnant en parallèle. Chaque pompe refoule la moitié du débit total.

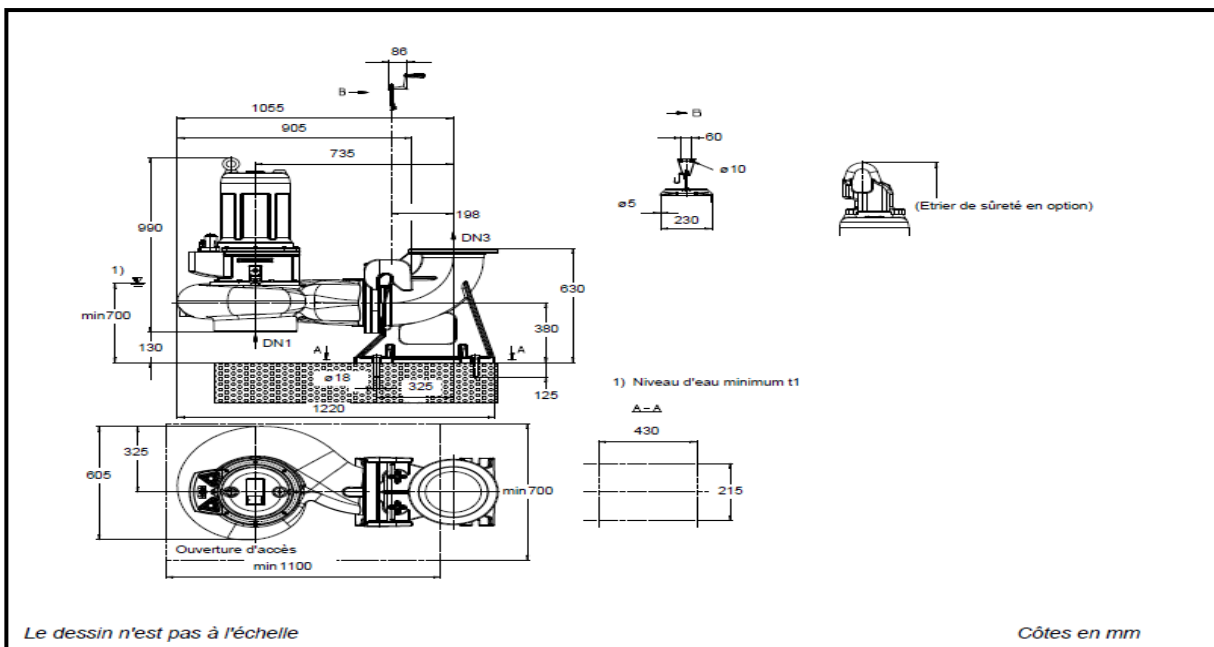


Figure III.21 Schémas des coupes de la pompe choisie.

III.3.4 Les courbes caractéristiques de la pompe

On utilise le logiciel « KSB » en donnant : le débit demandé, la hauteur géométrique et la hauteur manométrique totale, nombre de pompes en fonctionnement, connexion des pompes (en série ou en parallèle) type d'installation (immergé, immergé tube ou à sec), sélection de type de la roue puis recherche.

On trouve par la suite tout les caractéristiques de la pompe et celles de l'installation.

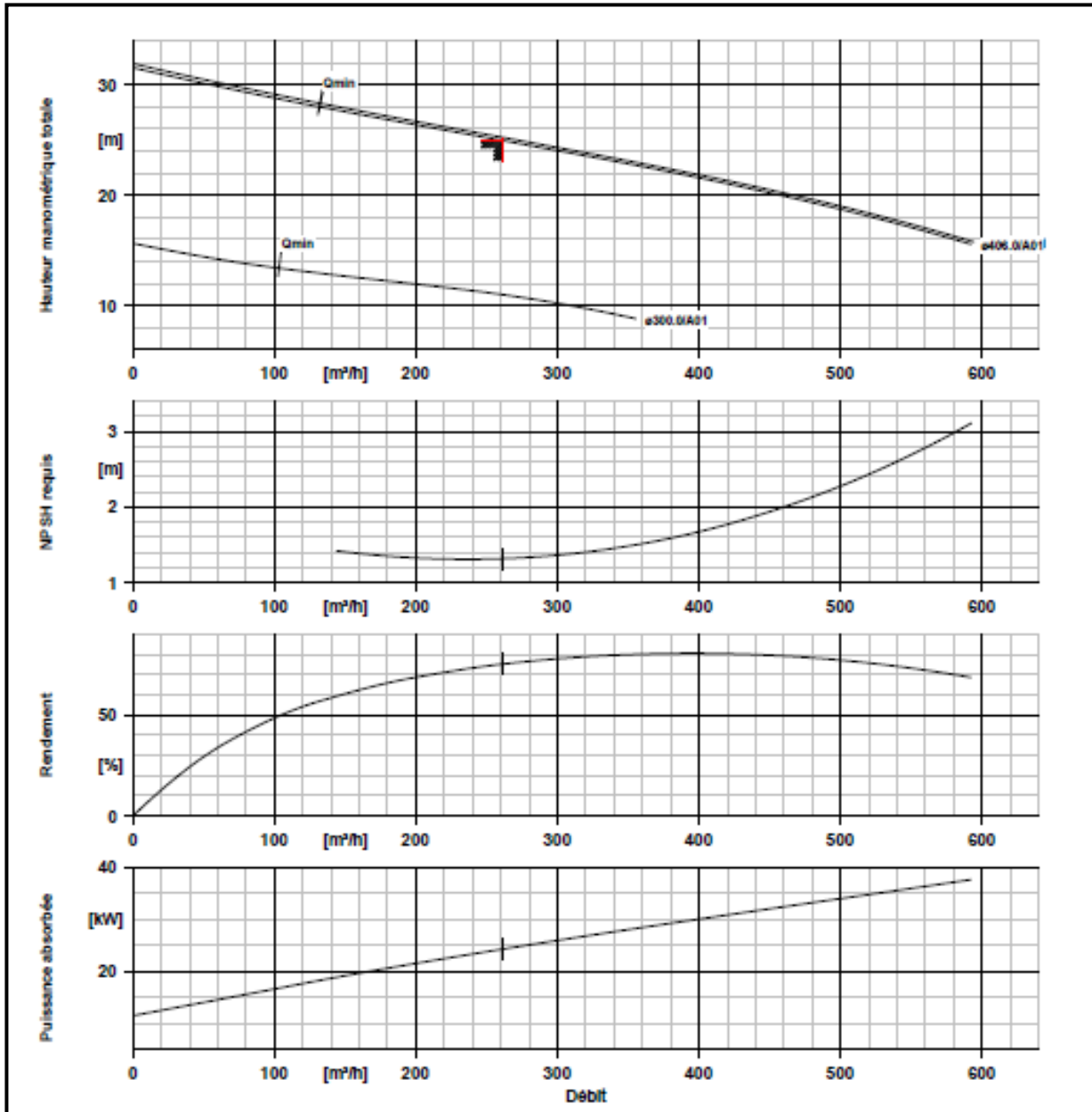


Figure III.22 Les courbes caractéristiques de notre pompes

III.3.5 La courbe caractéristique de la conduite

$$H = H_g + \Delta H_T \dots\dots\dots(III.30)$$

H_g : la hauteur géométrique .H_g = 13.64m

ΔH_T : les pertes de charge. ΔH_T = 1.2 ΔH_{lin}

Les pertes de charge linéaire seront calculées par la formule suivante :

$$\Delta H_{lin} = \lambda \cdot \frac{V^2}{2g} \cdot \frac{L}{D} = A \cdot Q^2 \cdot L \dots\dots\dots(III.31)$$

Avec

Q : débit refoulé en (m³/s)

L : longueur de la conduite en (m) L = 1420m

A : coefficient calculer, il est en fonction du diamètre et de type d La conduite

$$A = \frac{16\lambda}{\pi^2 2g D^5}$$

Notre conduite de refoulement est de diamètre 0.4m en PEHD, d'où : A =0,012

Donc : $H = 13.64 + 1,20(0,012 \cdot 1420 \cdot Q^2) \dots\dots\dots(III.32)$

$$H = 13.64 + 20.45 Q^2 \dots\dots\dots(III.33)$$

III.3.6 Le Point de fonctionnement de pompe

Portant les courbes caractéristiques de la pompe H=f (Q) et celle de la conduite H_c= f (Q) sur un même graphe. Le point d'intersection de ces deux courbes est le point de fonctionnement du système. C'est-à-dire la pompe va pouvoir refouler un débit Q à une hauteur H lorsque ce point se trouve sur la plage du rendement maximal.

Tableau III.7 les donnés caractéristiques de la pompe et le conduit

Q(m ³ /s)	0	0.024	0.029	0.036	0.048	0.073	0.096	0.145	0.218
2Q (m ³ /s)	0	0.048	0.58	0.072	0.096	0.145	0.192	0.290	0.435
H _d (m)	32	31.5	31.30	30.92	30.07	27.6	24.3	14	0
H _r (m)	13.64	13.88	13.99	14.19	14.60	15.85	17.57	22.48	33.54

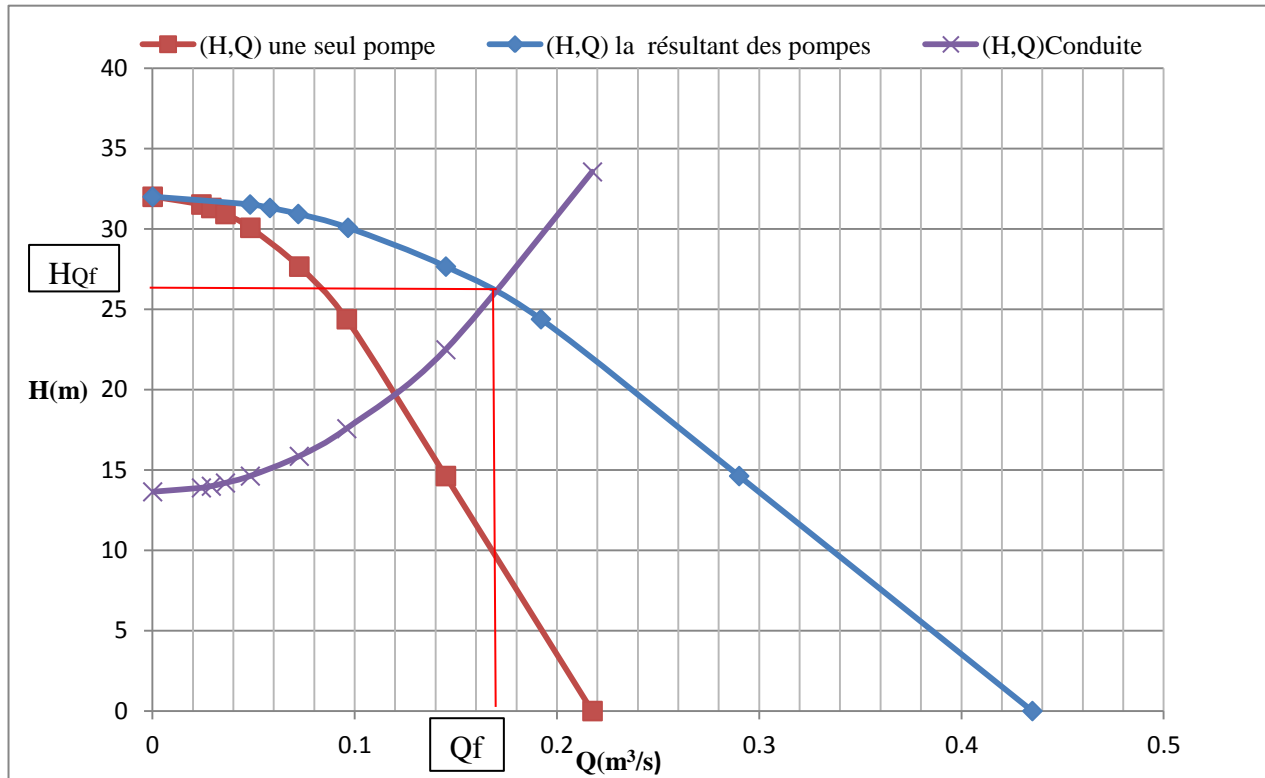


Figure III. 23 Point de fonctionnement de la pompe

D'après la figure précédente, le débit et la hauteur manométrique totale correspondants au point de fonctionnement (Pf) sont :

$$\begin{cases} Q_{Pf} = 170 \text{ l/s} > Q_p = 145 \text{ l/s.} \\ H_{Pf} = 26\text{m} > H_p = 25 \text{ m.} \end{cases}$$

La pompe fonctionne alors dans les conditions optimales. Ces conditions dans la plupart des cas ne sont pas généralement satisfaites, c'est pourquoi on sera contraint d'introduire des modifications dans le fonctionnement ou dans le dimensionnement de la pompe. Afin de l'adapter à des conditions de marche données. A cet effet, plusieurs solutions sont à envisager :

- Modification de la vitesse de rotation
- Modification du temps de pompage
- Rognage, la réduction du diamètre de la roue, pour réduire la hauteur et le débit de la pompe.

III.3.7 Catégorie des pompes

Généralement les pompes véhiculant des liquides se divisent en deux catégories principales :

- ❖ **Les pompes centrifuges** : le mouvement du liquide résulte de l'accroissement d'énergie qui lui est communiqué par la force centrifuge.
- ❖ **Les pompes volumétriques** : l'écoulement résulte de la variation d'une capacité occupée par le liquide.

Tableau III.8 les avantages et l'inconvénient de chaque type de pompe.

	Pompe centrifuge	Pompe volumétrique
Avantage	<ul style="list-style-type: none"> • Construction simple et demande peu d'entretien. • prix modérés et cout de maintenance faible. • matériaux de construction très variés (fluide corrosif possible) • pompe compactes et peu encombrantes. • bon rendement. • le débit est continu en cas de dysfonctionnement du circuit de refoulement (colmatage), la pompe ne subit aucun dommage. 	<ul style="list-style-type: none"> • rendement élevé est voisin de 90% • permet d'obtenir des hauteurs manométriques totales beaucoup plus élevées que la pompe centrifuge • marche réversibles de la pompe • construction robuste • pompage possible de liquide très visqueux • amorçage automatique en fonctionnement normal • obtention de faibles débits facile à mesurer sous pression élevée (pompe doseuses alimentaire)
Inconvénients	<ul style="list-style-type: none"> • hauteur manométrique faible • le rendement est de l'ordre de 60 à 70% elle n'est pas auto-amorçant. • ne fonctionne avec des fluides trop visqueux • nécessite des dispositifs d'équilibrage. 	<ul style="list-style-type: none"> • assure du corps par frottement des palettes • difficiles pompage des produits visqueux • débit faible. • appareils plus lourd et plus encombrants. • impossibilité en général de pomper des liquides chargés. • prix d'achat plus élevé. • frais d'entretien plus élevés
Domaine d'utilisation	<ul style="list-style-type: none"> • l'agriculture : les stations de pompage, le matériel de traitement. • l'industrie pétrolière : • les stations de raffinage, les stations d'alimentation en GPL. • la production de l'énergie électrique : les installations du refroidissement des centrales thermique. 	<ul style="list-style-type: none"> • pompage de produits visqueux. • les dosages précis(le domaine pharmaceutique) • pompage des liquides susceptibles (lait, vin bière..).

III.4 Coup d bélier

On définit le coup de bélier un changement de la vitesse d'écoulement entraîne une variation de pression dans le conduite est peut mettre en péril la tenue mécanique des machine et des réseaux Ce changement de vitesse peut être provoqué par la fermeture rapide d'une vanne, la mise en route ou l'arrêt d'une pompe ou d'une turbine. [6]

III.4.1 Conséquences du coup de bélier

Les effets qui peuvent provoquer le phénomène sont :

- Rupture des canalisations soit par :
 - ✓ Ecrasement : suite à une forte dépression.
 - ✓ Eclatement : suite à une forte surpression.
- Déboîtement de la conduite et bruit désagréable.

Nous admettons une élasticité de la conduite et une compressibilité de l'eau, quatre phases peuvent être envisagées.

III.4.2 Coup de bélier dans les pompes

Lors de l'arrêt brusque d'une pompe, il se produit un phénomène de coup de bélier similaire à celui de a fermeture d'une vanne .la différence principale est que le cycle commence par une onde de dépression prés de la pompe au lieu de la surpression à coté de la vanne .Cette interruption donne lieu à un phénomène de coup de bélier qui est décrit ci -dessous :

A) premier phase du coup de bélier direct

Lorsque la pompe s'arrête, la colonne d'eau continue son ascension grâce à son inertie. La pompe ne fournissant plus d'eau, il n'y pas de relève pour combler le vide laissé par la colonne ascendante .L'onde de dépression se propage de la sortie de la pompe vers le réservoir .Des que cette onde de dépression atteint le réservoir, une onde élastique de pression statique normal commence à ce déplacer du réservoir vers la pompe.

B) deuxième phase ou contre coup

Une onde élastique de surpression se propage depuis la pompe jusqu'au réservoir .Elle se produit au moment où l'onde de pression normal atteint la section de la pompe .Comme précédemment, dès que l'onde de surpression atteint le réservoir, une onde de pression statique normal commence à ce propager depuis le réservoir jusqu'à la pompe

Lorsque cette onde arrive à la section de la pompe, elle provoque une nouvelle onde de coup de bélier direct et tout le phénomène décrit précédemment recommence.

Chacune de ces phase a une durée $t=2L/c$; L étant longueur de la conduite et C la célérité des ondes élastique [6]

III.4.3 Risques dues aux coups de bélier

En pratique les risques dus au coup de bélier sont importants

✓ **Risque de forte pression :**

Les surpressions dues aux coups de bélier peuvent être engendrées aux plus de la pression initiale si leur somme dépasse la pression maximale admissible de la conduite il peut y avoir fissuration de cette dernière et dislocation des points.

✓ **Pression négative :**

Cette pression peut apparaître soit après une forte surpression, soit à la suite d'un arrêt instantané d'une pompe si cette pression devient inférieure a(-10 m.c.c), il se produit une poche de cavitation. Des conséquences néfastes peuvent être criées dans la conduite à la suite de cette pression négative, telle que l'implosion de la conduite, l'aspiration des joints et le décollement de l'enduit de protection interne.

✓ **Fatigues des conduites :**

Le passage successif d'une surpression à une dépression et inversement peut Provoquer la fatigue des conduites ce phénomène est très compliquée dans le cas ou les conduites sont enterrées. [14]

III.4.4 Protection des conduites de refoulement

Pour un conduit de refoulement l'arrêt de la pompe peut survenir brutalement par disjonction du courant alimentant le moteur.

De plus, le phénomène nous le savons débute par une dépression .Cette dépression résulte d'une part, de la monté de la colonne liquide qui continue son chemin grâce à son inertie et d'autre part, du défaut d'alimentation de cette colonne derrière, la dernière tranché refoulée par la pompe avant son arrêt.

La dépression peut conduire à un aplatissement de la conduite si celle-ci ne présente pas une épaisseur suffisant .Toutefois, pour une conduite en acier, il est admis que cet aplatissement ne peut se produire si l'épaisseur, exprimée en millimètres, est égale ou supérieur à 8 fois le diamètre de la conduite exprimé en mètres (pour $D= 1.00$ m; $e= 8$ mm)

Mais nous avons relaté plus haut , à propos de la répartition du coup de bélier de long de la conduit les ennuis qui peuvent résulter pour les point hauts d'une dépression trop grand .Si la dépression est telle que le vide absolu s'instaure en ces point ; il peut en résulter une rupture de la veine liquide , chaque tronçon étant le siège d'oscillations .Au moment du retour de l'eau , le fermeture de ces poches peut entrainer des éclatements de conduit . [1]

Tableau III. 9 tableaux récapitulatifs de différente moyenne de sécurité anti-bélier

Appareils	Avantages	Inconvénients	Observations
Soupape de décharge	<ul style="list-style-type: none"> - Coût limité - Entretien et réglage facile - Ne consomme pas d'énergie - Indépendant d'une installation électrique 	<p>Nécessite un entretien et un contrôle attentifs (ressort).</p> <p>Pertes considérables d'eau pendant le fonctionnement</p>	Utilisé comme protection contre la surpression
Cheminée d'équilibre	<ul style="list-style-type: none"> - Bon fonctionnement (ne comporte pas d'organes mécaniques susceptibles de fonctionnement défectueux). - Importante durée de vie ; - Indépendante d'une installation électrique ; - Pas de pertes d'eau 	<p>Possibilités d'installation limitées.</p> <p>Ouvrage coûteux (hauteur généralement très développée).</p>	Utilisé comme protection et pour la dépression et pour la surpression
Réservoir d'air	<ul style="list-style-type: none"> - Bon fonctionnement ; - Bonne sécurité ; - Pas de pertes d'eau 	<p>-Entretien et réglage compliqués qui exige du personnel qualifié.</p> <p>Coût élevé.</p>	-Utilisé comme protection contre la dépression et la surpression
Volant d'inertie	<ul style="list-style-type: none"> - Dispositif économique - Intéressant sur les installations qui ne s'arrêtent pas trop souvent. 	<p>-Consommation d'énergie supplémentaire.</p> <p>-Protection limitée par la puissance du moteur et les caractéristiques de démarrage.</p> <p>-Inapproprié dans les stations à forte fréquence de démarrage.</p>	-Utilisé comme protection contre les dépressions

III.4.5 Calcule le coup de bélier

En utilisant le phénomène du coup de bélier, il est possible de concevoir un dispositif permettant de pomper de l'eau à une certaine hauteur sans autre énergie que la force de la même eau, c'est le bélier hydraulique. Mais l'avantage du coup de bélier est qu'il existe une relation avec la vitesse moyenne du liquide et la célérité de l'onde de pression.

La célérité est la vitesse de propagation des ondes .Elle est donnée par la formule d'**ALLIVI**

$$a = \frac{9900}{\sqrt{48.3 + K \frac{D}{e}}} \dots\dots\dots(III.34)$$

Avec

a : la célérité de l'onde (m/s)

D : diamètre de la conduite D= 400 mm.

e : épaisseur du tuyau e= 36.3 mm.

K : coefficient dépendant du matériau constituant la canalisation.

K= 0.5 pour l'acier.

K= 1 pour la fonte.

K= 5 pour le plomb et le béton.

K= 33 pour le PVC et PEHD.

Le coup de bélier est étudié pour les deux cas :

a/Cas de la fermeture brusque : $T < \frac{2L}{a}$

La valeur numérique du coup de bélier : $B = \frac{av_0}{g} \dots\dots\dots(III.35)$

b/Cas de la fermeture lente : $T > \frac{2L}{a}$

La valeur du coup de bélier est donné par la formule de **MICHAUND** : $B = \frac{2LV_0}{gT} \dots\dots\dots(III.36)$

Remarque :

La formule de **MECHAUD** n'est valable que pour une loi de fermeture correspondant à une variation linéaire du débit loi qui est rarement réalisée en pratique.

Pour les conduites de refoulement (notre cas) il est possible d'avoir comme valeur de la Pression dans une conduite :

Cas de la surpression

$$H_{max} = H_g + \frac{av_0}{g} \dots\dots\dots(III.37)$$

Cas de la dépression :

$$H_{min} = H_g - \frac{av_0}{g} \dots\dots\dots(III.38)$$

Avec :

- V** : vitesse moyenne d'écoulement (m/s).
- g** : accélération de la pesanteur $g = 9,81 \text{ m/s}^2$
- L** : la longueur de la conduite (m).

Les calculs sont résumés dans le tableau suivant :

On note que $B_0 = \frac{aV_0}{g}$

Tableau III.10 Calcul de coup de bélier

C (m/s)	B₀	H_g	P_{ur}(m)	P_{dép} (m)
487.78	74.58	13.64	88.22	-60.94

Tableau III.11 Comparaison entre les pressions

Pression service (bars)	Surpression (bars)	Dépression (bars)
10	8.822	6.094

On peut conclure du (tableau IV.6) que la pression de service de la conduit est supérieur à c'elle de la surpression (dépression) de l'installation, donc le risque d'un coup de bélier est minime et notre conduite n'a pas besoin d'un système d'anti -bélier.

Pour plus de sécurité, nous avons recommandé, , d'installer deux ventouses sur le chemin de refoulement.

III.5 Etude électrique de la station de relevage STR

La station projetée comprend les ouvrages suivants :

- La bache à eau, local des pompes, salle des armoires et commande des pompes.
- Local du groupe générateur de secours
- Local du poste transformateur
- Regards des vannes

Donnée de base

- débit totale de refoulement : $Q = 0.145 \text{ m}^3/\text{s}$
- débit unitaire de refoulement des pompe est de : $0.073 \text{ m}^3/\text{s}$
- la hauteur manométrique totale est de : 25 m
- nombre de pompe est de : 2 unités

III .5.1 Détermination de la puissance de la pompe

$$P_p = \frac{1}{\eta} \cdot g \cdot HMT \cdot Q \dots\dots\dots(III.39)$$

Avec

P_p : la puissance de la pompe (Kw)

η_p : rendement de la pompe (%)

$$P_p = 9.81 \times 25 \times 0.073 / 0.75 = 23.9 \text{ Kw} \sim 24 \text{ KW}$$

III.5.2 Détermination de la puissance du moteur

$$P_M = \frac{P_p}{\eta_m} \dots\dots\dots(III.40)$$

Avec

P_m : Puissance du moteur (kw)

η_m: Rendement du moteur (%)

$$P_M = 23.9 / 0.89 = 29.9 \text{ KW} \sim \mathbf{30 \text{ Kw}}$$

III.5.3 Dépense journalière en énergie électrique

$$F_{\text{exp}} = E \cdot e \dots\dots\dots(III.41)$$

Avec

F_{exp} : le prix de l'énergie (frais d'exploitation)

e : le tarif de l'énergie électrique. e = 5,231 KW/h (SONELGAZ)

E : l'énergie consommée par la pompe

$$E = p \cdot t \dots\dots\dots(III.42)$$

p : la puissance absorbée par la pompe

t : désigné le nombre d'heures par jours

$$\text{Donc } F_{\text{exp}} = p \cdot t \cdot e \dots\dots\dots(III.43)$$

$$F_{\text{exp}} = 30 \times 16 \times 5,231 = 2510 \text{ DA par jour}$$

III.5.4 Calcule du courant nominal

L'électropompe est entraînée par un moteur asynchrone de puissance $P_m = 30\text{kw}$ sous une tension de nominale de 400 v 50 Hz .

$$I_n = \frac{P_m}{U_n \times \cos\theta \times \sqrt{3}} \dots\dots\dots(\text{III.44})$$

U_n : tension nominale du réseau triphasé 400 v à 50 hz

$\cos \theta$: déphasage entre la tension et le courant

$$I_n = 30 / 400 \times 0.84 \times \sqrt{3} = \mathbf{51.5\text{ A}}$$

Le courant nominal retenu est $I_n = 52\text{ A}$

III.5.5 Calcule de la puissance apparente nécessaire

La puissance nécessaire pour le fonctionnement des pompes et de l'éclairage est :

$$P_t = 2 \times P_M + P \text{ éclairage (int et ext)} \dots\dots\dots(\text{III.45})$$

$$P_t = (2 \times 30) + 10 = 70\text{ KW}$$

- puissance de transformateur :

$$P_{TR} = \frac{P_t}{\cos \theta} \dots\dots\dots(\text{III.46})$$

$$P_{TR} = 70 / 0.84 = 83.33\text{ kva}$$

$$P_{TR} = 83.33 \times k_a = 91.66\text{ kva}$$

Le transformateur normalisé choisi est : $P_t = 100\text{ kva}$

On prévoit un groupe générateur de secours de puissance normalisée : $P_g = 100\text{ kva}$

III.5.6 Régularisation de la station de pompage

Le fonctionnement des pompes est assuré par des régulateurs de niveau pour le démarrage et arrêt des pompes.

- Au dessous du niveau bas d'aspiration(NBA) les pompes sont à l'arrêt.
- Au niveau N1, une pompe démarre.
- Au niveau N2, deux pompes démarrent.
- Au niveau NBA, la pompe s'arrête.

On prévoit un programmateur pour le fonctionnement cyclique des trois pompes à six tambours entraînés à l'aide d'un moteur synchrone ou à l'aide d'un automate .

Ce programmateur devra permettre un fonctionnement réparti sur les trois pompes suivant un cycle bien déterminé :

- P1 P2 en service et P3 de réserve
- P1P2 en service et P2 de réserve
- P2 P3 en service et P1 de réserve

III.5.7 Eclairage intérieur et extérieur

L'éclairage extérieur sera assuré par la pose de candélabres en acier en acier d'une hauteur de 7m supportant des lampes à vapeur de sodium HP de 250 w.

Caractéristiques des lampes :

- la puissance de la lampe 250w
- Degré de protection des luminaires : IP 55
- flux lumineux : 25 000 lumens
- le branchement de ces lampes se fera directement sur des bornes de raccordement (1ph+1n) de la plaque de connexion du candélabre en utilisant du fil en cuivre électrique rigide 2x1.5 mm².

Les locaux (commande ,transformateur et groupe générateur)disposant d'un éclairage à l'aide de tubes fluorescents de 60 w et de hublots étanches au niveau des différentes portes d'entrée de 60/100 w .

III.6 Bassin de Dissipation

Nous allons propose un bassin de dissipation après la station de relevage pour la bonne fonction de la station d'épuration de Sidi-Safi ; le bassin joue le rôle d'un bassin de stockage.

Le transport des eaux usées sera gravitairement vers la station d'épuration Sidi Safi.

III.6.1 Dimensionnement de bassin

Le calcul repose sur l'hypothèse que le temps de séjour des eaux usées dans le bassin de dissipation est de 5minutes. La formule déterminant le volume est comme suit :

$$V=Q \times T \dots\dots\dots(III.47)$$

Avec

V : volume du bassin (m³)

Q : débit arrivant dans le bassin (m³/ s)

T : temps de séjour dans le bassin (5 mn)

Le bassin de dissipation sera dimensionné de la façon suivante :

D'où le volume sera :

$$V = Q \times T_s \dots\dots\dots(III.48)$$

$$V = 0.145 \times 5 \times 60 = 43.5 \text{ m}^3$$

Avec une profondeur d'eau de 2 m.

On aura une surface $S = 43.5 / 2 = 22 \text{ m}^2$

On prend :

La longueur L =4,50 m, la largeur l =4.50 m , Hvoile=2,00m

Conclusion

Pour ce chapitre, nous avons déterminée le type de pompe favorable aux conditions de refoulement ainsi que les dimensions des différents équipements en amont et en aval de la pompe.

Et on constat les points suivants :

Tableau III.12 les dimensions de chaque partie de la station sont comme suivantes :

	Longueur (m)	Largeur(m)	Hauteur (m)
Déversoir d'orage	5	3	4
Bâche de relevage	5	5	3
Bassin de dissipation	4.5	4.5	2

Tableau III .13 Caractéristiques de la conduite de refoulement

	Conduit d'améné	Conduit de refoulement	Conduit gravitaire
Longueur (m)	53	1420	50
Diamètre (mm)	500	400	400
Matériaux	PVC	PEHD	PVC

Chapitre IV

Réalisation du projet

Introduction

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

IV.1 Dossier avant le projet sommaire

Les éléments d'avant-projet sont :

- ✓ Elaborer les plans du tracé de projet ;
- ✓ Préparation des profils en long ;
- ✓ Etude du type de sol et géotechnique ;
- ✓ Trouver le plan des réseaux existants ;
- ✓ Calcul du nombre de population future ;
- ✓ prenant compte de toutes les anomalies et les difficultés rencontrées durant la réalisation de projet

IV.2 Dossier du marché

L'élaboration du cahier de charge doit contenir toutes les clauses régissant l'opération du marché (clauses techniques, spéciales).

IV.3 Réalisation du réseau d'assainissement

La réalisation d'un réseau d'assainissement sur le terrain oblige le technicien à suivre les étapes suivantes :

- ✓ Installation de chantier.
- ✓ Implantation du tracé des tranchées sur le terrain
- ✓ Vérification, manutention des conduites et les regards ;
- ✓ Décapage de la couche de terre ;
- ✓ Exécution des tranchées et des fouilles pour les regards ;
- ✓ Aménagement du lit de pose des conduites ;
- ✓ La mise en place des canalisations en tranchée ;
- ✓ Assemblage des tuyaux ;
- ✓ Remblaiement des tranchées ;

IV. 3.1 Implantation du tracé des tranchées sur le terrain

On matérialise l'axe de la tranchée sur le terrain avec des marques placées en ligne droite et espacées de (40-50) m. On effectue ce travail en mesurant sur le plan leurs distances par des Repères fixés ou des bornes. La direction des axes et leurs extrémités sont ainsi bien Déterminées.

IV.3.2 Emplacement des jalons (piquetage)

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

IV.3.3 Vérification, manutention des conduites et des regards

Les regards sont généralement de forme carrée; leurs dimensions varient en fonction des collecteurs,

La profondeur et l'épaisseur varient d'un regard à un autre, La réalisation de ces regards s'effectue sur place avec du béton armé, On peut avoir des regards préfabriqués.

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

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

- ✓ Réglage du fond du regard ;
- ✓ Exécution de la couche du béton de propreté ;
- ✓ Ferrailage du radier de regard et parois ;
- ✓ Bétonnage du radier et parois;
- ✓ Coffrage des parois ;
- ✓ Décoffrage des parois ;
- ✓ Dosage du béton ;

Choisir des matériaux de la canalisation avec plusieurs conditions qui sont :

- ✓ Résistant de l'érosion ;
- ✓ Composite du matériau pour la sécurité statique ;
- ✓ Bonne Viscosité ;
- ✓ Poids léger .

IV.3.4 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.

IV.3.5 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 .

IV.3.5.1 Découpage de la couche végétale

Avant d'entamer l'excavation des tranchées, on doit tout d'abord commencer par l'opération de découpage des terres végétales sur des faibles profondeurs,

Le volume de la couche à décaper est :

$$V = B \times h \times L \text{ (m}^3\text{)(IV.1)}$$

Avec :

B : largeur de la couche végétale (m)

H : hauteur de la couche (m)

L : longueur total des tranchées (m)

IV.3.5.2 Emplacement des jalons des piquets

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

IV.3.5.3 Exécution des tranchées

La largeur de la tranchée, doit être au moins égale au diamètre extérieur de la conduite avec des surlargeurs de 30 cm de part et d'autre. Si la nature des joints le rend nécessaire, leur confection doit être facilitée par la création de niches dans le fond et dans les parois des tranchées

a)-largeur du fond de la tranchée

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

$$B = d + (2 \times 0,3) \dots\dots\dots(IV.2)$$

Avec

B : largeur de la tranchée (m)

d : diamètre de la conduite (m)

b)-profondeur de la tranchée

La profondeur est donnée par la formule suivante :

$$H = e + d + h \dots\dots\dots(IV.3)$$

Avec

H : profondeur de la tranchée.(m)

e : hauteur de lit de sable. (m)

d : diamètre de la conduite. (m)

h : la hauteur du remblai au dessus de la conduite.

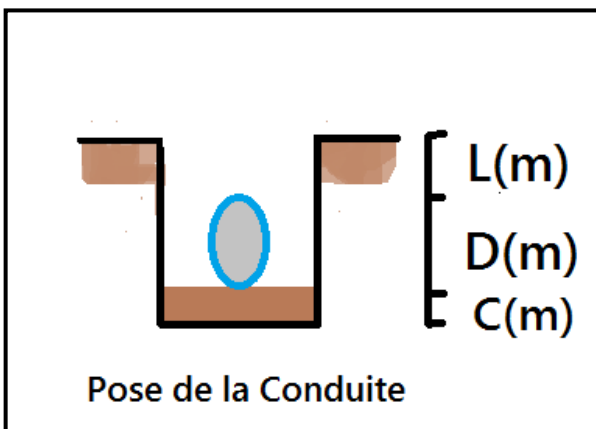


Figure IV.1 Profondeur de tranchée

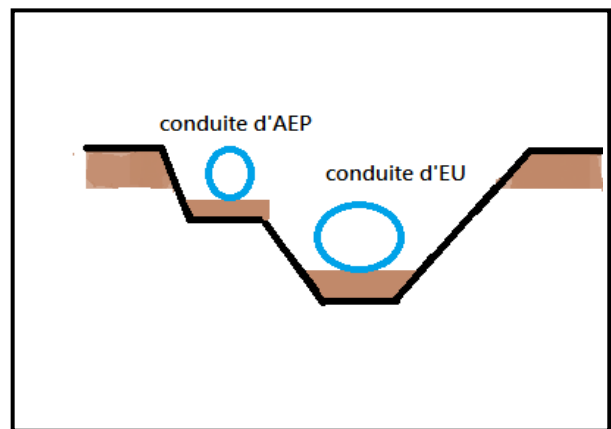


Figure IV.2 Position de conduites

IV.3.5.4 Aménagement du lit de sable

Le fond de la tranchée est normalement, arasé avec une couche du sable de 10cm d'épaisseur.

Le lit de pose doit être constitué de sable contenant au moins 12% de particules inférieures à 0,1mm ; c'est-à-dire bien gradué, de préférence soit rapproché des conditions suivantes :

$$\frac{D_{60}}{D_{10}} \leq 4 \dots\dots\dots(\text{IV.4})$$

$$1 \leq \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \times D_{60}} \leq 3 \dots\dots\dots(\text{IV.5})$$

Avec

D : étant l'ouverture des mailles qui laissent passer 10, 30, ou 60% de l'échantillon.

En terrain aquifère, le lit pourra être constitué de gravillons 5/15 ; il peut, s'avérer nécessaire de le consolider en exécutant un drainage à l'aide de drains placés sous de la conduite.

Si le terrain est instable, des travaux spéciaux se révèlent nécessaire : exécution d'un béton de propreté, de berceaux ou même de dalles de répétition.

IV.3.5.5 Pose des canalisations en tranchées

La mise en place des conduites dépend des opérations suivantes

- Les tuyaux doivent être posés à partir de l'aval, l'emboîtement, s'il existe, étant dirigé vers l'amont ;
- Le calage provisoire des tuyaux doit s'effectuer à l'aide de mottes de terre ou de coins en bois, l'usage de pierres étant proscrit ;
- Les éléments d'un même tronçon se présentent dans un même axe ;
- La pente reste régulière entre chaque deux regards ;
- A chaque arrêt de travail, les extrémités des tuyaux non visitables sont provisoirement obturées pour éviter l'introduction des corps étrangers.

IV.3.5.6 Confection des joints

Les joints doivent être confectionnés conformément aux prescriptions des fabricants de tuyaux. A noter que, dans le cas de joints au mortier de ciment dans des canalisations dont le diamètre est supérieur à 0,60m, le joint doit faire l'objet, à l'intérieur de la canalisation, d'un ragréage au mortier de ciment.

IV.3.5.7 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.

IV.3.5.8 Epreuve des canalisations et essais du réseau

L'attention est particulièrement attirée, de nos jours sur les désordres inhérents à l'introduction d'eaux parasites dans les réseaux. C'est pourquoi la question de la bonne étanchéité d'un réseau, lors de la mise en place doit être faire l'objet d'un contrôle efficace.

Plusieurs techniques ont été utilisées pour pratiquer ce contrôle :

- Examen visuel des canalisations visitables ;
- Examen par caméra télévision ;
- Test sous baisse pression d'air ;
- Test au fumé par introduction d'une cartouche de gaz fumigène avec repérage des points éventuels de réapparition du fumé.

IV.3.5.9 Remblaiement des tranchées

Jusqu'à la hauteur du diamètre horizontal pour les tuyaux circulaires, le matériau de remblai doit être poussé sous les flancs de la canalisation.

Au –dessus de l'assise et après les essais, le remblaiement et le damage doivent être poursuivis par couches successives jusqu'à une hauteur de 0.10m, au-dessus de la génératrice supérieure de l'assemblage. L'exécution de l'assis et de l'enrobage doit être effectuée avec des matériaux purgés des éléments supérieurs à 30mm.

La seconde fraction du remblai peut être effectuée à l'aide d'engins mécaniques étant précisé que cette terre, qui doit être ré pondue par couches successives et légèrement damée, ne doit contenir ni blocs de roche, ni débris végétaux ou animaux.

IV.3.6 Sécurité contre l'effondrement

Pour éviter tous les éboulements et assurer la sécurité du personnel, des dispositions Techniques doivent être prises telles que le soutien et le blindage des tranchées, Les analyses sur les accidents ont démontré que sur une période de 10 ans, 7% des accidents graves ou mortels ont eu lieu dans des tranchées étroites dont la profondeur était comprise entre 0,70 mètre et 1,30 mètre. (8)



Figure IV.3 Sécurité contre l'effondrement

IV.3.7 Choix des engins

Le choix des engins est très important dans la réalisation des travaux, chaque opération à un engin qu'elle convient

A-Pour le découpage de la couche de la terre végétale : on utilise

- le bulldozer ou le terrain est très difficile
- la niveleuse.



Figure IV.4 : Niveleuse automotrice



Figure IV.5: Bulldozer

On distingue la niveleuse automotrice appelée moteur grader et la niveleuse tractée appelée grader. La niveleuse en plus de son travail de terrassement et de finition ces emplois sont multiples :

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

B-Pour l'excavation des tranchées : on utilise une pelle équipée en rétro

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

- 1- Temps de fouille ;
- 2- Temps de transport ;
- 3- Temps de déchargement ;
- 4- Temps de remise en position de déblais.

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



Figure IV.6: Pelle équipée en rétro

D-Pour le remblaiement des tranchées :

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

Les chargeurs : ce sont des tracteur sur les quels monte à l'avant deux bras articulés, actionnées par des vérins et porte un godet.

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



Figure IV.7 Chargeur

E- Pour le compactage : l'engin qui convient à cette opération c'est le rouleau lisse.

Il comprend :

- ✓ un châssis
- ✓ Des roues large (cylindriques) avec une couche d'usure d'acier au manganèse
- ✓ les organes de manœuvre



Figure IV.8 Compacteur

IV.3.8 le Rendement des engins

A. calcul du rendement d'exploitation de la pelle :

- ESCAVATION

Il est déterminé comme suit :

$$R_p = G \cdot n \cdot K_R \cdot K_U \cdot \frac{1}{K_f} \dots \dots \dots (IV.6)$$

Avec

R_p : le rendement pour la pelle (m^3/h)

G : capacité du godet de l'excavation (m) ;

n : nombre de cycle de l'excavateur = $3600/T$ où $T = (15 \text{ à } 20)$ secondes ;

On prend $T=20$ secondes, alors :

$$n = 3600/20 = 180 ;$$

K_R : coefficient de remplissage $K_R = (0,6 \text{ à } 0,8)$. On lui prend égal à 0,7 ;

K_U : coefficient d'utilisation de temps $K_U = (0,7 \text{ à } 0,9)$. On lui prend égal à 0,8 ;

K_f : coefficient de foisonnement $K_f = 1,2$;

✓ pour le godet de capacité $G = 0,25\text{m}^3$, on a le rendement :

$$R_p = 0,25 \cdot 180 \cdot 0,7 \cdot 0,8 \cdot \frac{1}{1,2} = 21 \text{ m}^3 ;$$

✓ pour le godet de capacité $G = 1,0\text{m}^3$, on a le rendement :

$$R_p = 1 \cdot 180 \cdot 0,7 \cdot 0,8 \cdot \frac{1}{1,2} = 84 \text{ m}^3$$

b) calcul du rendement d'exploitation du Bulldozer

- REMBLAIMENT

$$R_{\text{bul}} = \frac{V \cdot n \cdot K_U \cdot K_I}{K_A} \dots\dots\dots (IV.7)$$

Avec :

R_{bul} : rendement de Bulldozer (m^3/h)

V : volume géométrique du prisme refoulé en (m^3)

$$V = \frac{b_L^2 \cdot H_L^2}{2} \dots\dots\dots (IV.8)$$

H_L : longueur de la lame du bulldozer $H_L = (2 \text{ à } 3) \text{ m}$. On prend $H_L = 2,56\text{m}$.

b_L : largeur de la lame du bulldozer $b_L = (1-1,5) \text{ m}$. On prend $b_L = 1,1\text{m}$.

$$V = \frac{2,56 \times (1,1)^2}{2} = 1,55 \text{ m}^3$$

K_U : coefficient d'utilisation du temps = 0,8 ;

K_I : coefficient d'influence du mouvement du sol = (0,8 à 0,95) = 0,9 ;

K_A : coefficient d'ameublissement du sol = 1,16

n : nombre de cycles pendant une heure $n = 3600/T$.

$T = t_1 + t_2$: temps de passage du bulldozer ;

$$t_1 = \frac{A}{V_1} \dots\dots\dots (IV.9)$$

V_1 : Vitesse = (3 à 5) km/h. On prend $V_1 = 4 \text{ km/h}$;

A : rayon de déchargement (m) ; soit environ 5m.

$$t_2 = \frac{A}{V_{b-v}} \dots\dots\dots (IV.10)$$

V_{b-v} : vitesse du bulldozer vide = (5 à 10) km/h. On prend $V_{b-v} = 8 \text{ km/h}$;

$$R_{\text{bul}} = \frac{1,55 \times 0,8 \times 0,9 \times 1,87 \times 10^{-3}}{1,16} = 0,0018 \text{ m}^3/\text{h} .$$

IV.3.9 Fourniture et pose de la conduite d'adduction par refoulement et ces équipements (regards ventouses, vidanges....) Ain-LARBAA, SIDI-SAFI.

Les différentes taches effectuées par ordre chronologique sont :

- * Travaux de décapage de la terre végétale ;
- * L'exécution des tranchées ;
- * Fourniture et pose de lit de sable ;
- * Fourniture et pose du conduit en PEHD ;
- * Confection des regards (vannes, ventouse, vidanges) de déversoir d'orage en béton armé ;
- * Tavaux de remblaiement de la tranchée ;
- * Transport des sols excédentaires.

IV.3.9.1 Travaux terrassements pour la conduite de refoulement

Les volumes sont déterminés au suivant

A/Volume de la couche végétale

$$V_{cv} = H_v \cdot L \cdot B \dots\dots\dots(IV.11)$$

Avec

- V_{cv} : Volume de la couche végétale en (m³).
 H_v : Profondeur la couche végétale (on prend $H_v = 0,1$ m).
 L : Longueur totale de la tranchée en (m).
 B : Largeur de la couche végétale en (m).

B/Volume des déblais des tranchées

$$V_d = B \cdot L \cdot H \dots\dots\dots(IV.12)$$

Avec

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

C/Volume occupé par les conduites

$$V_{cdt} = L \cdot \pi \cdot D^2 / 4 \dots\dots\dots(IV.13)$$

Avec

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

D/Volume du sable

$$V_s = B(e_1 + e_2 + D_{\text{cond}})L - V_{\text{cond}} \dots\dots\dots(\text{IV.14})$$

V_s : Volume du sable en (m³) ;

e_1 : Epaisseur de la couche de sable au-dessous de la conduite (m) ;

e_2 : Epaisseur de la couche de sable au-dessus de la conduite (m) ;

D_{cond} : diamètre de la conduite (m)

L : Longueur totale de la tranchée en (m).

B : largeur de la tranchée (m)

E/Volume du remblai

$$V_r = V_d - [V_{\text{cdt}} + V_{\text{cv}} + V_{\text{ls}}] \dots\dots\dots(\text{IV.15})$$

V_r : Volume du remblai en (m³).

F/Volume excédentaire

$$V_{\text{exc}} = V_f - V_r \dots\dots\dots(\text{IV.16})$$

avec

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

V_f : Volume du sol foisonné en (m³).

Tel que : $V_f = V_d \cdot K_f \dots\dots\dots(\text{IV.17})$

K_f : Coefficient de foisonnement dépend de la nature de sol

Tableau IV.1 Coefficient de foisonnement

Type de sol	K_f
Sable, matériau fin	1.08-1.17
Limon argileux	1.14-1.28
Argile	1.25-1.3

pour notre cas on a : 1.15

Tableau IV.2 largeur et profondeur du tranché

	Diamètre (mm)	Linéaire (m)	Largeur (m)	Profondeur (m)
C. refoulement	400	1420	1	1.34

Tableau IV.3 le volume de travaux

Diamètre (mm)	400
Volume de terrassement (m ³)	2272
Volume des déblais (m ³)	1897.12
Volume occupé par le conduit (m ³)	178.352
Volume du sable (m ³)	673.65
Volume du remblai (m ³)	1419.99
V. excédentaire (m ³)	852.01

IV.3.9.2 Exécution des travaux pour le déversoir d'orage

On commence par le calcul génie civil le volume du béton après le volume de terrassement :

1) volume de béton propre

$$V_{BP} = e_1 \times L \times 1 \dots\dots\dots(IV.18)$$

$$V_{BP} = 0.1 \times 5.90 \times 3.90 = \mathbf{2.30 \text{ m}^3}$$

2) volume de béton armé

A: volume du béton armé du radier

$$V_{B.A.R} = e_2 \times L \times 1 \dots\dots\dots(IV.19)$$

$$V_{B.A.R} = 0.3 \times 5.90 \times 3.90 = \mathbf{6.90 \text{ m}^3}$$

B: volume du béton armé du voile

$$B_{B.A.V} = [2(e_3 \times H_v \times L)] + [2(e_3 \times H_v \times l)] \dots\dots\dots(IV.20)$$

$$B_{B.A.V} = 1.6 \times (5+3.4) = \mathbf{13.44 \text{ m}^3}$$

C: volume de la dalle

$$V_D = e_4 \times L \times 1 \dots\dots\dots(IV.21)$$

$$V_D = 3.9 \times 5.9 \times 0.2 = \mathbf{4.60 \text{ m}^3}$$

D: volume totale du béton armé

$$V_{T.B.A} = V_D + V_{B.A.R} + B_{B.A.V} \dots\dots\dots(IV.22)$$

$$V_{T.B.A} = 4.60 + 13.44 + 6.90 = \mathbf{24.95 \text{ m}^3}$$

Avec

e_1 : épaisseur de béton de propreté (0.1 m)

e_2 : épaisseur de béton armé radier (0.3 m)

e_3 : épaisseur du béton armé des voiles (0.25 m)

e_4 : épaisseur du béton armé de la dalle (0.25 m)

l : longueur du déversoir (m)

L : largeur (m)

H_v = la hauteur de voile

les calculs sont résumés dans le tableau suivant :

Figure IV.4 le différent volume du béton pour DVO

V. Béton propreté (m ³)	V. Béton armé radier (m ³)	V. Béton armé voiles (m ³)	V. Béton de la dalle (m ³)	V. totale Béton armé (m ³)
2.30	6.90	13.44	4.60	24.95

3- volume de terrassement

$$V_{\text{ter}} = L \cdot l \cdot h_t \dots\dots\dots(\text{IV.23})$$

$$V_{\text{ter}} = 7.40 \times 5.40 \times 4.30 = \mathbf{172 \text{ m}^3}$$

Avec

L = longueur de terrassement (7.40 m)

l = largeur de terrassement (5.40 m)

h_t = hauteur de terrassement (4.30 m)

4- volume des remblais

$$V_R = E_A \cdot h_t \dots\dots\dots(\text{IV.24})$$

$$V_R = ((7.40 \times 5.40) - (5.40 \times 3.40)) \times 4.30 = \mathbf{92.88 \text{ m}^3}$$

Avec

E_A = espace circulaire $E_A = S_2 - S_1$

S_2 = surface intérieure du DVO (m²)

S_1 = surface extérieure du DVO (m²).

4-volume excédentaire

$$V_E = V_T - V_R \dots\dots\dots(IV.25)$$

$$V_E = 172 - 92.88 = \mathbf{79.22m^3}$$

Avec

V_E = volume excédentaire (m^3).

V_T = volume de terrassement (m^3).

V_R = volume de remblai (m^3).

Tableau IV.5 récapitulatif des calculs pour DVO

V. Terrassement (m^3)	V. des remblais (m^3)	V. évacuation (m^3)
172	92.88	79.22

IV.3.9.3 Exécution des travaux des regards pour ventouse et vidange :

Pour la partie de refoulement il est nécessaire de l'installation des regards pour (vidange et ventouse); Les regards projetés ont les mêmes dimensions géométriques donc le calcul il se fait seulement pour un seul regard, on utilise des regards préfabriqués .

Tableau IV.6 Volume du terrassement totale pour les regards ventouse et vidange.

Nombre de regard	V. Terrassement (m^3)	V. Remblai (m^3)	V. Evacuation (m)
04	32.4	2.43	53.54

IV.4 Station de relevage et bassin de dissipation.

- * Travaux de décapage de la terre végétale ;
- * Implantation des ouvrages génie civil projeté.
- * Terrassement en grande masse ;
- * Réalisation des équipements projetés dans le dossier d'exécution tels que (puisard ; poste de transformateur, loge gardien.. ect ;
- * Fourniture et pose des équipements nécessaires pour la station (pompes, vannes, transformateur)
- * Travaux d'aménagement à l'intérieur de la station (réseau de drainage ; clôture ; revêtement de la cours)

IV.4.1 L'exécution des travaux de la station de relevage et bassin de dissipation

Suivre de la méthode de déversoir d'orage, le calcul pour la station de relevage et le bassin de dissipation est le même.

Tableau IV.7 Volume du terrassement pour la station de relevage

V. Terrassement (m ³)	V. Déblais de la bêche. (m ³)	V. Déblais chambre d'équipement (m ³)	V. Totale de déblais (m ³)
1056	200	217	479.55

Tableau IV.8 le différent volume du béton pour la station de relevage

Nom	V. Béton Propreté (m ³)	V. Béton armé radié (m ³)	V. Béton armé voiles (m ³)	V. Béton de la dalle (m ³)	V. Totale béton armé (m ³)
Fosse de relevage	3.48	10.44	16.64	6.96	34.04
Chambre d'équipement	1.8	5.4	10.2	3.6	19.20

Tableau IV.9 le différent volume du béton pour bassin de dissipation

V. béton propreté (m ³)	V. béton armé Radier (m ³)	V. béton armé voiles (m ³)	V. béton de la dalle (m ³)	Totale de béton armé (m ³)
1.08	8.74	12.6	5.83	27.17

Les volumes du remblaiement, terrassement et d'évacuation sont classés dans les tableaux suivant :

Tableau IV.10 récapitulatif des calcule pour bassin de dissipation

V. terrassement (m ³)	V. remblai (m ³)	V. évacuation (m ³)
180.91	89.68	91.23

IV.5 Elaboration du planning prévisionnel de travail

L'un des paramètres très important dans l'attribution d'un marché à une entreprise d'exécution des travaux ; et avec le respect des délais est la durée du chantier. Cependant, le délai (en mois ou semaines), fait l'objet d'un article de l'acte d'engagement ou du cahier des clauses administratives particulières pouvant entraîner des pénalités financières en cas de retards et des primes en cas d'avance sur exécution des travaux. Vu l'enjeu de ce paramètre, la grande masse des entreprises a compris la nécessité d'organiser la coordination des différents intervenants,

par l'établissement d'un planning prévisionnel de réalisation des travaux. Il se révèle comme un outil remarquable permettant aux dirigeants de prendre la bonne décision au bon moment en utilisant un outil d'informatique performant permettant de donner des solutions à notre problème

MS Project

Ms Project est un logiciel très sophistiqué qui permet d'estimer le délais optimale , le suivi et le cout du projet en utilisant les ressources a affecté (être humain, matérielle ou équipement) et cela se fait tache par tache.

IV.5.1 Le planning prévisionnel de travail

Généralement appelé planning contractuel, le planning prévisionnel est un planning de base de tous les autres plannings de chantier à savoir : planning d'approvisionnement, d'exécution des travaux, d'utilisation du matériel et du personnel...etc. Il dépend du délai d'exécution fixé par la maîtrise d'ouvrage en accord avec la maîtrise d'œuvre.

L'objectif est de déterminer la durée et l'enclenchement des tâches de réalisation par rapport au facteur temps, pour respecter les délais imposés.

Le planning prévisionnel permet donc de:

- ✓ définir et simuler le déroulement des travaux avant le démarrage du chantier afin d'anticiper au plus tôt les phases délicates d'exécution.
- ✓ Pour les entreprises, de gérer les délais d'exécution et de mettre en cohérence les besoins en matériel, matériaux et en main d'œuvre nécessaires.
- ✓ Pour les maîtres d'ouvrages, d'assurer le suivi financier et la gestion prévisionnelle des versements des acomptes au fur et à mesure de l'avancement des travaux.

Les éléments essentiels que doivent ressortir ce planning sont :

- Les différentes tâches,
- Organisation et exécution d'un chantier : cas de notre zone
- La durée des tâches (la date de démarrage au plus tôt et la date de fin au plus tard),
L'enclenchement des différentes tâches.
- l'élaboration de ce planning passe par la connaissance du délai alloué au projet, la mission confiée à l'entreprise,
- la quantité d'ouvrage à exécuté,
- le rendement du ou des matériel (s), du personnel et une base expérimentale de données

IV.6 Organisation du chantier et méthode d'exécution des travaux

L'organisation d'un chantier est une étape à laquelle, l'entreprise est amenée à préparer l'exécution des travaux. Elle est réalisée en deux phases :

- phase préparatoire de chantier
- phase d'exécution de chantier

Les méthodes d'exécution des travaux permettent d'anticiper sur les préliminaires nécessaires à l'exécution de certaines activités et la prise des dispositions.

IV.6.1 Rôle de l'organisation du chantier et des méthodes d'exécution

La période de préparation de chantier permet à l'entreprise de :

- ✓ Prévoir les différentes phases de réalisation en déplaçant le moins possibles le personnel, les matériels, les matériaux (y compris lors du repliement du chantier),
 - ✓ faciliter la cohabitation et le dialogue entre les différents corps d'états,
 - ✓ Utiliser au mieux possible l'espace disponible notamment en chantier urbain
 - ✓ Prendre connaissance du dossier (transmission du dossier du service commercial au service travaux),
 - ✓ Organiser le début de chantier, le circuit des documents et les dates des différentes réunions périodiques,
 - ✓ Préparer les installations de chantier (base vie),
 - ✓ Prendre contact avec les différents concessionnaires pour les branchements existants (eau, électricité, téléphone),
 - ✓ Demander les autorisations administratives (inspection du travail, voirie, urbanisme, etc.).
- Trouver des solutions aux problèmes rencontrés sur le terrain.

IV.7 planification des travaux

IV.7.1 Planification des travaux de Conduite de refoulement

Les principales opérations à exécuter sont :

- A. terrassement et l'exécution des tranchées et des fouilles pour les regards.
- B. Aménagement de lit de sable
- C. La mise en place des canalisations en tranché.
- D. Assemblage des tuyaux. (l'électro-soudage de la conduite sur un linéaire de 1420 m)
- E. Faire les essais d'étanchéité pour les conduites et joints. (1jour)
- F. Remblai des tranchées. (2jour)
- G. construction des regards.

A-délais de terrassement et l'exécution des tranchées

$$T_{\text{éx}} = V_{\text{te r}} / R_p \dots\dots\dots (IV.28)$$

$$T_{\text{éx}} = 2272/84 = 27 \text{ jour}$$

Avec

T_{éx} : temps d'exécution

R_p : rendement de l'excavateur 84 m³

C- délais d'assemblage des tuyaux

Nous avons un linéaire de 1420 m avec des buses de 12 ml le nombre de soudure sera 59.

$$T = 59/8 = 7.37 \text{ jour}$$

En prend 8 jours d'assemblage des tuyaux T= 8 jour

D-délais de Remblaiement des tranchées.

$$1419.99/84 = 17 \text{ jour}$$

E-Evacuation des terres excédentaires.

Pour un volume de 1278 m³ j'ai choisi 2 camion de 10 Tonne qui a l'égalité de 14 m³ alors la duré est:

$$\text{Nombre de voyage } 1277/14 = 91 \text{ voyage}$$

$$T = 91/8 = 11.37 \text{ jour } \sim T = 12 \text{ jour}$$

Tableau IV.12 Détermination du délai de la réalisation (conduit de refoulement)

Tache	Nombre de tache	Délai (jour)	Moyen utilisé
A	terrassement et l'exécution des tranchées	27	Retro chargeur + chauffeur
B	Aménagement de lit de sable	15	Retro chargeur +3 ouvrier +camion de sable
C	La mise en place des canalisations en tranchée	1	Rétro + 3 manœuvres
D	Assemblage des tuyaux	8	Electro-fusion+ 2 technicien
E	Faire les essais d'étanchéité pour les conduites et joints	1	Compresseur + 2 ouvrier
F	Remblai des tranches	17	Un chargeur+compacteur+2 ouvriers
G	Evacuation des terres excédentaires	12	2 camions de 10T+ chargeur
Délai Totale 81 jour			

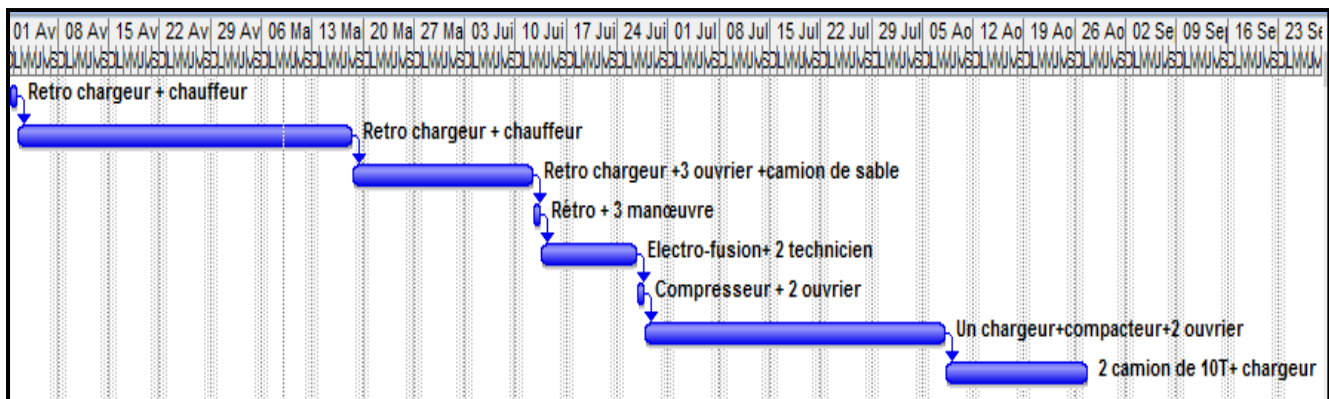


Figure IV.9 Planning des travaux pour la conduite de refoulement (diagramme de Gantt)

IV.7.2 planification des travaux pour déversoir d'orage

A/ Délais de terrassement

$$T = V_R / R \dots\dots\dots(IV.26)$$

$$T = 172/84 = 2 \text{ jour}$$

Avec

V_R = volume de terrassement (m^3).

R = rendement de l'engin pour le terrassement en utilise Excavatrice R = 84.

B/ béton de propreté

$$T = 1 \text{ jour}$$

Avec

On utilise un malaxeur et 2 ouvriers

C / délais de béton armé

C 1/ délai Béton armé radier

- ferrailage \longrightarrow T = 2 jour avec 2 ouvriers
- coffrages \longrightarrow T = 2 jour avec 02 ouvriers
- collage de béton arme \longrightarrow T = 1 jour avec 4 ouvriers et malaxeur

C.2/ délai Béton armé les voiles

- ferrailage \longrightarrow T = 4 jour avec 4 ouvriers
- coffrage \longrightarrow T = 4 jour avec 4 ouvriers
- collage béton armé \longrightarrow T = 1 jour avec 4 ouvriers et 2 malaxeurs

C.3/ délai Béton armé la dalle

- ferrailage \longrightarrow T = 2 jour avec 4 ouvriers
- coffrage \longrightarrow T = 3 jour avec 4 ouvriers
- collage \longrightarrow T = 1 jour avec malaxeur et 4 ouvriers

D/ Délais de remblaiement

$$T = V_R/R \dots\dots\dots(IV.27)$$

$$T = 92.88/48 = 2 \text{ jour}$$

Avec

V_R = volume de remblais (m^3)

R = rendement du Bulldozer 48 m^3/h

E/ évacuation des terre excédentaire

T = 2 jour

Avec

01 camion de 10 tonne 7 m³

1 rotation d'aller et retour 1 heure

Pour 12 rotations de 07 m³ on aura 84 m³

Donc T = 2 jour

Tableau IV.11 Détermination du délai de la réalisation (déversoir d'orage)

Tache	Nombre de tache	Temps d'exécution (jour)	Moyen utilisé
A	Terrassement	2 jours	1 excavatrice
B	Béton de propreté	1 jour	1 malaxeur + 2 ouvrier
C	Béton armé	20 jours	4 malaxeurs + 30 ouvrier
D	Remblaiement	2 jours	1 Bulldozer
E	Evacuation	2 jours	2chargeur + 1 camion de 10T
Délais totale 27 jour			

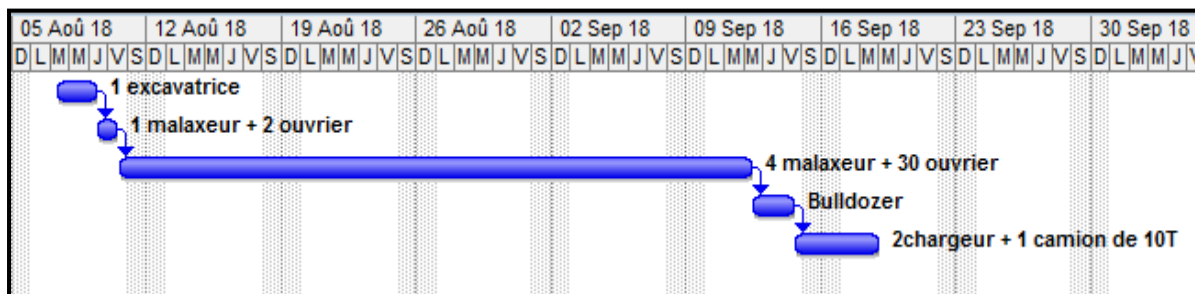


Figure IV.10 Planning des travaux pour le déversoir d'orage (diagramme de Gantt)

IV 7.3 planification des travaux pour bassin de dissipation

Les principes opération sont :

- A. Terrassement;
- B. Béton propreté ;
- C. Béton armé ;
- D. Remblaiement;
- E. Evacuation.

A- délais de terrassement T= 1 jour

B- Délais béton de propreté T= 1jour

C- Délai Béton armé

C.1/ radier

- ferrailage —————> T = 2 jour avec 02 ouvriers
- coffrages —————> T= 3 jour avec 02 ouvriers
- collage de béton arme —————> T= 1 jour avec 02ouvrier et malaxeur.

C.2 / les voiles

- ferrailage —————> T = 4 jour avec 02 ouvriers
- coffrage —————> T= 3jour avec 02 ouvrier
- collage béton armé —————> T= 1 jour avec 01 ouvrier et 1 malaxeur

C.3/ la dalle

- ferrailage —————> T =2 jour avec 01 ouvrier
- coffrage —————> T =1jour avec 02 ouvrier
- collage —————> T= 1 jour avec malaxeur et 02ouvrier.

D -Délais de remblaiement T= 1 jour

E -Evacuation des terre excédentaire T= 1 jour

Avec

- 01 camion de 10 tonne d'une charge de 7 m³.
- 1 rotation d'aller et retour prend 1 heure.
- pour 4 rotations de 07 m³ on aura 28 m³

Donc T= 1 jour

Tableau IV.14 Détermination du délai de la réalisation (Bassin de dissipation)

Tache	Nombre de tache	Temps d'exécution (jour)	Moyen utilisé
A	Terrassement	1 jour	Rétro chargeur
B	Béton de propreté	1 jour	Bétonnier+5 ouvrier
C	Béton armé	18 jours	15 ouvriers+malaxeur
D	Remblaiement	1 jour	Une pelle
E	Evacuation	1 jour	Un chargeur+ un camion 10T

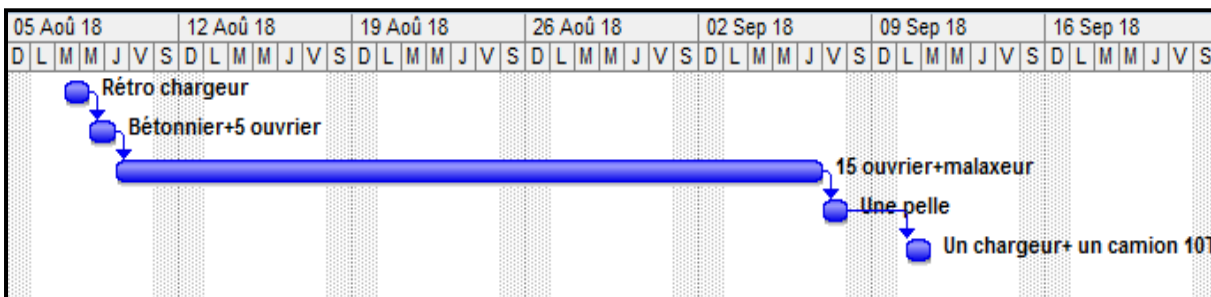


Figure IV.11 Planning des travaux pour le bassin de dissipation (diagramme de Gantt)

IV.7.4 planification des travaux pour la station de relevage

Les principes opération pour la station de relevage sont :

- A. terrassement, remblaiement et évacuation des terres excédentaire à la charge publique.
- B. construction génie civile (maçonnerie).
- C. Aménagement intérieur de la station de relevage.
- D. Travaux de finition.

Tableaux IV.13 Détermination du délai de la réalisation STR

Tache	Nombre de tache	Délai (jour)	Moyen utilisé
A	terrassement, remblaiement et évacuation des terres	15	1 excavatrice +1 Bulldozer 2chargeur + 1 camion de 10T
B	construction génie civile	30	5 malaxeurs + 30 ouvrier
C	Aménagement intérieur de la station de relevage.	21	4 ouvriers
D	Equipement et Travaux de finition	10	4 ouvriers
Délais Total 76 jour			

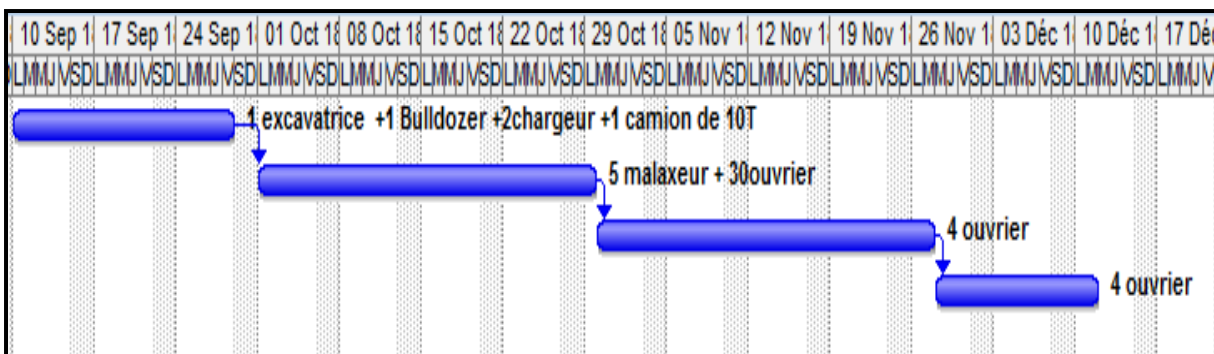


Figure IV.12 Planning des travaux pour la STR (diagramme de Gantt)

IV.7.5 Planning final du projet

Le délai d'exécution du projet est de l'ordre de 09 mois et 8 jours présentés dans la figure suivant

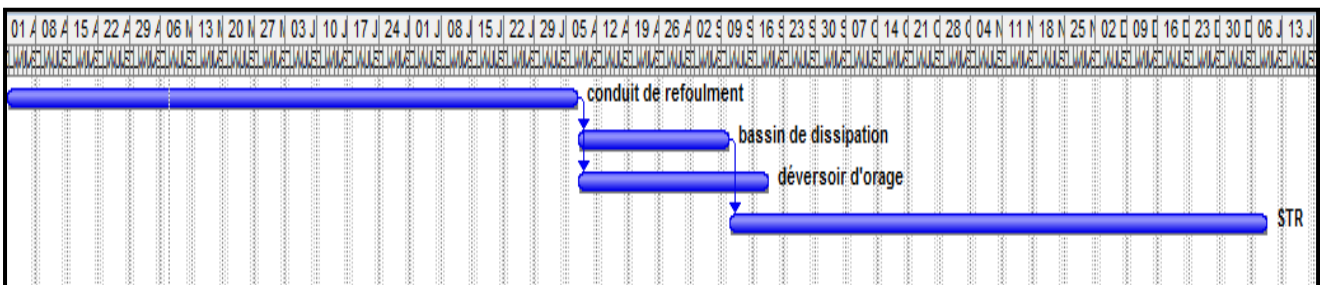


Figure IV.13 Planning final du projet (diagramme de Gantt)

IV.8 Devis quantitatif et estimatif

Afin d'avoir une idée sur le coût de réalisation de notre projet, il faut passer par le calcul du devis quantitatif et estimatif. Ce calcul consiste à déterminer les quantités de toutes les opérations effectuées sur le terrain pour la réalisation du projet, ensuite les multiplier par le prix unitaire correspondant. Travaux de construction de station de relevage et bassin de dissipations.

IV.8.1 Devis estimatif d'établissement pour notre projet

Opération : réalisation d'un collecteur d'assainissement de AIN-LARBAA commune de SIDI-SAFI vers la lagune de SIDI-SAFI y/compris réalisation et équipement d'une station de relevage

Projet : Réalisation d'un collecteur d'assainissement d'AIN-LARBAA commun de SIDI-SAFI vers la lagune de SIDI-SAFI

Y/ compris réalisation et équipement d'une station de relevage

N°	Désignation des travaux	U	Quantité	P/U	Montant
I / PARTIE COLLECTEUR					
1-PISTE D'ACCÉE					
1-1	décapage d'une couche de 0,20m dans un terrain toute nature sur une largeur de 4m	ml	1600	150.00	240 000.00
1-2	f/ mise en place d'une couche de 0,20 en tuf arrosée et compactée	m ³	400	400.00	160 000.00
2-CANALISATION D'AMENÉE					
2-1	Ouverture d'une tranchée dans un terrain meuble avec engin mécanique y compris réglage de fond de fouille	m ³	200	100.00	20 000.00
2-2	Ouverture d'une tranchée dans un terrain semi-rocheux	m ³	360	300.00	108 000.00
2-3	F/ pose d'un lit de sable de carrière	m ³	20	500.00	10 000.00
2-4	Remblai en tout venant	m ³	317	50.00	15 850.00
2-5	Evacuation des terres excédentaires	m ³	43	100.00	4 300.00
2-6	F/pose de canalisation en PVC DN 630mm PN10	ml	50	6 000.00	300 000.00
TOTAL1= 858150.00					
3- DEVERSOIR D'ORAGE					
3-1	Terrassement en grande masse dans un terrain meuble	m ³	172	100.00	17 200.00
3-2	Remblai en tout venant par couche de 20 cm d'épaisseur arrosés et damées y compris réglage suivant plans et toutes sujétions	m ³	92.88	60.00	5 572.80
3-3	évacuation des terres excédentaires, y compris toutes sujétions	m ³	79.22	100.00	7 922.00
3-4	hérissinage en pierre sèche de 20 cm d'épaisseur y compris compactage et toutes sujétions	m ³	5	1 500.00	7 500.00
3-5	f/et mise en place de béton de propreté dosé à 150 kg/m ³ de 10 cm d'épaisseur sous radier y/compris toutes sujétions de bonne exécution	m ³	2.3	5 000.00	11 500.00
3-6	construction en béton armé dosé à 400 kg/m ³ ciment	m ³	24.95	32 000.00	798 400.00

	CRS ou HTS y/compris coffrage et ferrailage et toutes sujétions de bonne exécution				
3-7	F/et mise en place d'un joint WATER-STOP	ml	20	1 500.00	30 000.00
3-8	Enduit sur parois intérieur dosé à 400 kg/m ³ en ciment CRS ou HTS	m ²	104	1 000.00	104 000.00
3-9	Enduit sur parois extérieur dosé à 350 kg/m ³ en ciment	m ²	72	600.00	43 200.00
3-10	F/et mise en place d'une couche de FLINKOT sur paroi extérieur	m ²	72	200.00	14 400.00
3-11	F/Pose de vanne murale en acier inoxydable y/compris toutes sujétions	U	1	200 000.00	200 000.00
3-12	F/et mise en place d'une trappe métallique (0,70*0,70)	U	1	5 000.00	5 000.00
3-13	Fourniture une échelle métallique (0,40*2,50)	U	1	10 000.00	10 000.00
TOTAL2=1254694.80					
4-STATION DE RELEVAGE					
4-1	Déblais en grande masse à toutes profondeurs, en terrain de toute nature, y compris étayage, blindage, épaissement des eaux et toutes sujétions	m ³	1056	100.00	105 600.00
4-2	Remblais en tout venant exécuté par couche de 0.20m d'épaisseur arrosées et damées, y compris réglage suivant des plans et toutes sujétions.	m ³	479.55	60.00	28 773.00
4-3	Transport à la décharge publique des terres provenant de déblais, y compris chargement et déchargement et toutes sujétions.	m ³	576.45	100.00	57 645.00
4-4	Hérissonnage de 0.20cm en pierre sèche y compris compactage et toutes sujétions	m ³	15	1 500.00	22 500.00
4-5	Béton de propreté dosé à 150 Kg/m ³ de ciment CPJ45, d'épaisseur 0.10m tiré à la règle y compris toutes sujétions.	m ³	3.48	5 000.00	17 400.00
4-6	Béton armé dosé à 400 Kg/m ³ de ciment CRS ou HTS pour l'infrastructure de la station (radier, voiles, dalle) y compris coffrage et ferrailage et toutes sujétions	m ³	34.04	32 000.00	1 089 280.00
4-7	Béton armé dosé à 350 Kg/m ³ de ciment CPJ45, pour poutres, poteaux et dalle de couverture de la station y compris coffrage et ferrailage et toutes sujétions.	m ³	25	28 000.00	953 120.00
4-8	Forme de pente dosée à 250 Kg/m ³ de ciment CPJ45, pour dalle de couverture et radier, y compris toutes sujétions.	m ³	5	7 000.00	35 000.00
4-9	Fourniture et pose d'un joint type water stop au niveau de la bâche entre radier et parois, y compris toutes sujétions.	ml	19.4	1 500.00	29 100.00
4-10	Maçonnerie en parpaings d'épaisseur 20cm, y compris toutes sujétions de bonne exécution.	m ²	0	1 000.00	0.00
4-11	Revêtement de sol en carreaux granito (0.25x0.25), et toute sujétions de bonne d'exécution.	m ²	20	1 000.00	20 000.00
4-12	*F/mise en place de plinthe	ML	16	200.00	3 200.00
4-13	Enduit en ciment CRS dosé à 400 kg/m ³ sur parois intérieures de la bâche d'eau d'épaisseur 2 cm, y compris toutes sujétions.	m ²	79	1 000.00	79 000.00
4-14	Enduit dosé à 350kg de ciment CPJ sur parois intérieures et extérieures, y compris toutes sujétions	m ²	347	600.00	208 200.00

	de bonne exécution				
4-15	Etanchéité en Pax Alumin sur la dalle de couverture de la station, y compris toutes sujétions	m ²	56	1 800.00	100 800.00
4-16	Peinture lavable exécutées sur murs et plafond de la station après badigeonnage à la chaux, y compris toutes sujétions de bonne exécution.	m ²	250	400.00	100 000.00
4-17	Mise en place d'un couvercle métallique pour le trou d'homme du regard de dimensions (0,80*0,80) m, y compris toutes sujétions.	U	1	10 000.00	10 000.00
4-18	Fourniture et pose d'échelle métallique pour accès à la bache de 5ml, y compris toutes sujétions.	U	1	10 000.00	10 000.00
4-19	Fourniture et pose de portes métalliques de dimensions :				0.00
4-20	Porte métallique de 1x2.00 m	U	2	20 000.00	40 000.00
4-21	Fenêtre métallique de 1.00x0.50	U	2	12 000.00	24 000.00
4-22	Fourniture et pose d'un garde-corps en acier galvanisé y compris toutes sujétions.	ML	20	5 000.00	100 000.00
4-23	Fourniture d'échelles métalliques en barres □20 espacées de 30cm pour accès aux regards, y compris toutes sujétions.	U	1	10 000.00	10 000.00
TOTAL3=3043618.00					
5-LOCAL GROUPE GENERATEUR					
5-1	Déblais en grande masse en terrain meuble sur une profondeur d'environ 2m, y compris toutes sujétions.	m ³	50	100.00	5 000.00
5-2	Remblais en tout venant exécuté par couche de 0.20 m d'épaisseur arrosées et damées, y compris réglage suivant des plans.	m ³	25	60.00	1 500.00
5-3	Transport des terres excédentaires, y compris toutes sujétions.	m ³	25	100.00	2 500.00
5-4	Hérissonnage en pierre sèche de 0.20cm d'épaisseur y compris réglage et compactage et toutes sujétions.	m ³	7	1 500.00	10 500.00
5-5	Béton de propreté dosé à 150kg de ciment y compris toutes sujétions	m ³	2	5 000.00	10 000.00
5-6	Dalle sur hérissonnage y compris ferrailage en treillis soudé et bétonnage et toutes sujétions de bonne exécution.	m ²	32	1 500.00	48 000.00
5-7	Béton armé dosé à 350kg de ciment CPJ 45 pour Semelles, longrines et avants poteaux y compris coffrage, ferrailage et toutes sujétions	m ³	10	25 000.00	250 000.00
5-8	Béton armé dosé à 350 Kg/m ³ de ciment CRS pour poutres, poteaux et dalle de couverture, y compris coffrage et ferrailage et toutes sujétions.	m ³	10	28 000.00	280 000.00
5-9	Béton dosé à 250kg de ciment CPJ45 pour dallage y compris treillis soudé et toutes sujétions	m ³	25	15 000.00	375 000.00
5-10	Revêtement de sol en carreaux granito (0.25x0.25), et toute sujétions de bonne d'exécution.	m ²	20	1 000.00	20 000.00
5-11	*F/mise en place de plinthe	ML	16	200.00	3 200.00
5-12	Enduit au ciment sur murs intérieurs, extérieurs et sous plafond y compris toutes sujétions de bonne exécution.	m ²	90	700.00	63 000.00
5-13	Fourniture et mise en place de peinture lavable sur murs et plafond y compris badigeonnage à la chaux	m ²	90	400.00	36 000.00

	et toutes sujétions.				
5-14	Fourniture et mise en place d'étanchéité en PAX Alumin, y compris couche d'imprégnation et tout autre sujétions de bonne exécution.	m ²	20	2 000.00	40 000.00
5-15	Fourniture et pose de portes métalliques et fenêtres de dimension :				
	- Porte métallique (2.00 x 2.50)	U	1	30 000.00	30 000.00
	- Fenêtres (1.10 x 0.50)	U	2	12 000.00	24 000.00
TOTAL4=1 198 700.00					
6-POSTE DE GARDE					
6-1	Déblais en grande masse en terrain toute de toute nature, y compris toutes sujétions.	m ³	12	100.00	1 200.00
6-2	Remblai en tout venant par couche de 20cm d'épaisseur arrosées et damées, y compris réglage suivant plans et toutes sujétions	m ³	6	60.00	360.00
6-3	Evacuation des terres excédentaires, y compris toutes sujétions.	m ³	6	100.00	600.00
6-4	Hérissonnage en pierre sèche de 20cm d'épaisseur y compris compactage et toutes sujétions.	m ²	16	500.00	8 000.00
6-5	Béton de propreté de 10cm d'épaisseur dosé à 150kg de ciment sous semelles et longrines y compris toutes sujétions de bonne exécution	m ³	1.5	5 000.00	7 500.00
6-6	Dalle sur hérissonnage en béton dosé à 350kg de 15cm d'épaisseur avec treillis soudé y compris toutes sujétions.	m ³	16	15 000.00	240 000.00
6-7	Béton armé dosé à 350 kg/m ³ de ciment CPJ45 pour semelles, avant poteaux, longrines, poteaux, poutres, et dalle de couverture, y compris coffrage, ferrailage et toutes sujétions éventuelles	m ³	8	28 000.00	224 000.00
6-8	Forme de pente dosée à 250 kg/m ³ de ciment CPJ45, y compris toutes sujétions.	m ²	25	500.00	12 500.00
6-9	Revêtement de sol en carreaux granito (0.25x0.25), et toute sujétions de bonne d'exécution.	m ²	20	1 000.00	20 000.00
6-10	*F/mise en place de plinthe	ML	16	200.00	3 200.00
6-11	Enduit dosé à 350 kg de ciment CPJ45 sur parois intérieures et extérieures et sous plafond, y compris toutes sujétions.	m ²	135	800.00	108 000.00
6-12	Fourniture et mise en œuvre de peinture lavable sous la dalle et sur les parois en deux couches, y compris badigeonnage à la chaux et toutes sujétions	m ²	135	400.00	54 000.00
6-13	Fourniture et pose d'étanchéité en pax alumine sur dalle de couverture, y compris couche d'imprégnation et toutes sujétions.	m ²	24	1 800.00	43 200.00
6-14	Fourniture et mise en place de porte et fenêtre métallique compris peinture à l'huile et toutes sujétions avec les dimensions suivantes :	-	-	-	-
	· Porte :				
6-16	0.90 x 2.10	U	1	20 000.00	20 000.00
6-17	· Fenêtre :	-	-	-	-
6-18	1.00 x 1.00	U	1	14 000.00	14 000.00
6-19	0.50 x 0.50	U	1	7 000.00	7 000.00
TOTAL5=756 560.00					

7- MUR DE CLOTURE ET AMENAGEMENT INTERIEUR					
7-1	Déblais en grande masse à toutes profondeurs de toutes natures, y compris épuisement d'eau et toutes sujétions.	m ³	100	100.00	10 000.00
7-2	Remblais en tout venant par couche de 20cm d'épaisseur, y compris réglage suivant plans et toutes sujétions	m ³	500	60.00	30 000.00
7-4	Béton armé dosé à 350 kg/m3 de ciment pour semelles, longrines et poteaux, y compris coffrage et ferrailage et toutes sujétions.	m ³	21.5	28 000.00	602 000.00
7-5	Maçonnerie en pierres de 50 cm d'épaisseur sur une hauteur moyenne de 2 m, y compris toutes sujétions.	m3	80	4 000.00	320 000.00
7-6	F/Pose de barbacame DN 100mm en PVC	U	10	200.00	2 000.00
7-7	Maçonnerie en parpaing de 20 cm d'épaisseur sur une hauteur de 3.00m, y compris toutes sujétions.	m ²	366	1 000.00	366 000.00
7-8	Enduit au ciment sur côtés intérieurs et extérieurs du mur de clôture, y compris toutes sujétions.	m ²	550	700.00	385 000.00
7-9	Fourniture et mise en place de peinture lavable sur côtés intérieurs et extérieurs du mur de clôture en deux couches, y compris badigeonnage à la chaux et toutes sujétions.	m ²	600	400.00	240 000.00
7-10	Fourniture et mise en place d'une porte métallique de 4.00 x 3.00y compris couche antirouille et peinture à l'huile et toutes sujétions.	U	1	80 000.00	80 000.00
7-11	Fourniture et mise en place de fil barbelé au dessus du mur sur une hauteur de 50cm, y compris toutes sujétions.	ml	100	1 000.00	100 000.00
7-12	Exécution d'une bordure de trottoir au périphérique de la station de relevage, y compris toutes sujétions éventuelles.	ML	100	700.00	70 000.00
7-13	Exécution d'une chappe en béton légèrement armé en treillis à soudé sur trottoir au périphérique de la station de relevage, y compris toutes sujétions éventuelles.	m ²	100	700.00	70 000.00
7-14	Réalisation d'un caniveau en béton largeur 0,30m	ml	100	250.00	25 000.00
7-15	Revêtement de sol en carreaux granito (0.25x0.25), et toute sujétions de bonne d'exécution.	m ²	100	1 000.00	100 000.00

7-16	Réalisation des avaloires en béton armé dosé a 350kg/m3 y/compris grille en fonte 0,60x 0,60 m y compris la conduite d'évacuation DN200 mm en PVC	U	5	25 000.00	125 000.00
7-17	Réalisation des regards en béton armé dosé a 350kg/m3 y/compris grille en fonte serrée lourde d'évacuation DN200 mm en PVC	U	3	40 000.00	120 000.00
7-18	Fourniture et pose de conduite en PVC DN 200mm pour vidange,Avaloires et trop plein de la fosse	ML	100	1 000.00	100 000.00
7-19	Revêtement de la cours en bitume(ep=8cm) et compris couche de tuff de 0,20 arrosée et compactée, et toute sujétions de bonne d'exécution.	m ²	280	1 400.00	392 000.00
7-20	Terrassement et remblaiement dans un terrain meuble	m ³	50	100.00	5 000.00
7-21	Construction d'un local en parpaings 0,20(SANITAIRES)	m ²	36	1 000.00	36 000.00
7-22	Enduit sur mur interieur et exterieur y/compris peinture	m ²	80	700.00	56 000.00
7-23	béton armé dosé à 350kg/m3 pour semelle, avant poteau, poteau,longrine, plate forme, et dalle	m ³	10	28 000.00	280 000.00
7-24	*siege turk	U	1	6 000.00	6 000.00
7-25	*lave main	U	1	6 000.00	6 000.00
7-26	*receveur de douche	U	1	6 000.00	6 000.00
7-27	*F/mise en place de failence sur mur	m ²	40	1 500.00	60 000.00
7-28	*F/mise en place de carrelage	m ²	16	1 200.00	19 200.00
7-29	*F/mise en place de plinthe	ml	20	200.00	4 000.00
7-30	*F/mise en place chauf d'eau 10 L	U	1	20 000.00	20 000.00
7-31	*F/P Citerne d'eau 2000L	U	1	20 000.00	20 000.00
7-32	*Electricité interne	ENS	1	100 000.00	100 000.00
7-33	*Plomberie interne	ENS	1	100 000.00	100 000.00
7-34	fourniture et mise en place d'une porte mechlaire dimension (0,8x1,9)m	U	2	25 000.00	50 000.00
7-35	fourniture et mise en place d'une porte metallique dimension (0,9x2)m	U	1	25 000.00	25 000.00

TOTAL6= 3 905 200.00					
8-EQUIPEMENT HYDRAULIQUE					
	Bâche de relevage des eaux usées :	-	-	-	-
8-1	F/P de Pompes submersibles pour eaux usées avec accessoires de raccordement ,pied d'assise ,barre de guidage, chaine de levage, y compris toutes sujétions de bonne exécution Q =72.5 L/s HMT = 25 m	U	3	1 200 000.00	3 600 000.00
8-2	F/P de Coude 1/4 en acier DN 80 PN10 y/compris toutes sujétions de bonne exécution	U	3	10 000.00	30 000.00
8-3	F/P de Manchon en acier DN 80 PN10 y/compris toutes sujétions de bonne exécution	ML		3 000.00	0.00
8-4	F/P de Monchon en acier DN 150 PN10 y/compris toutes sujétions de bonne execution	ML		6 000.00	0.00
8-5	F/P de Cone en acier DN 80/150 PN10	U	3	40 000.00	120 000.00
8-6	F/P de Cone en acier DN 150/400 PN10	U	3	60 000.00	180 000.00
8-7	F/P de Coude 1/4 en acier DN 150 PN10 y/compris toutes sujétions de bonne execution	U	3	40 000.00	120 000.00
8-8	Fourniture et pose d'un pont roulant mono poutre suspendue avec palan a chaîne, y compris toutes sujétions.Hauteur de levage=7m, Portée =4 m,charge de 2 tonnes	U	1	200 000.00	200 000.00
8-9	Fourniture et pose d'un clapet anti-retour à battant pour conduite de refoulement, y compris toutes sujétions.DN250 PN16	U	1	100 000 .00	200 000.00
8-10	F/mise en place de manometre avec purgeur DN 75	U	3	20 000.00	60 000.00
TOTAL7=4 458 000.00					
11-LOT EQUIPEMENT ELECTRIQUE					
9-1	Disjoncteur général tétrapolaire BT 100 y compris toutes sujétions	U	1	200 000.00	200 000.00
9-2	Jeux de barres en cuivre trois phases neutres protection Pe. y compris toutes sujétions	U	1	20 000.00	20 000.00
9-3	Armoire vide départ moteurs Asynchrones (Pm = 40 kW) fabriquée en tôle d'acier avec porte a clé classe IP55 y compris toutes sujétions formant tableau	U	2	100 000.00	200 000.00

9-4	Sectionneur porte fusible tripolaire(ou disjoncteur moteur) 80A. y compris toutes sujétions.	U	2	20 000.00	40 000.00
9-5	démarrateur étoile triangle pour moteur asynchrone avec relais thermique tripolaire différentiel modification possible suivant le type de moteur commandé comprenant contacteurs tripolaires calibre In moteur. y compris toutes sujétions.	U	2	40 000.00	80 000.00
9-6	Ampèremètre avec transformateur de courant 400A y compris toutes sujétions	U	2	10 000.00	20 000.00
9-7	- Voltmètre commutateur de phases 0 – 500 A y compris toutes sujétions.	U	1	10 000.00	10 000.00
9-8	- Jeux de bouton poussoir marche – arrêt	U	2	2 000.00	4 000.00
9-9	- Voyants lumineux présence de tension	U	2	2 000.00	4 000.00
9-10	- Voyant lumineux marche – arrêt	U	2	2 000.00	4 000.00
9-11	- Compteur horaire de marche y compris toutes sujétions	U	2	10 000.00	20 000.00
9-12	Tableau de commande pour deux électropompes P = 40 kW complet y compris toutes sujétions	U	1	50 000.00	50 000.00
9-13	Interrupteur à flotteur ou sondes de niveau y compris toutes sujétions.	U	2	3 000.00	6 000.00
9-14	Câble de puissance en cuivre 2x3x16mm ² Cu. Pour les pompes y compris toutes sujétions	ml	60	1 400.00	84 000.00
9-15	Câble de commande selon diamètre y compris toutes sujétions	ml	100	200.00	20 000.00
9-16	F/P système de mise à la terre complet comportant câble en cuivre, piquets de terre, paratonnerre y compris toutes sujétions.	U	1	45 000.00	45 000.00
9-17	F/P système de compensation de l'énergie réactive batteries de condensateurs y compris toutes sujétions.	U	1	200 000.00	200 000.00
9-18	F/Pose d'un onduleur monophasé 230cva/230	U	1	15 000.00	15 000.00
9-19	Poste transformateur MT/BT 100KVA 30KV complet à réceptionnée par la Sonelgaz y compris toutes sujétions.,	U	1	3 700 000.00	3 700 000.00
9-20	Comptage électrique BT selon les exigences de Sonelgaz. y compris toutes sujétions	U	1	50 000.00	50 000.00

9-21	F/P Groupe générateur de secours 100kva complet avec armoire de commande, inverseur de source y compris raccordement et toutes sujétions.	U	1	2 500 000.00	2 500 000.00
9-21	F/Pose de citerne de stockage de carburant capacité 2000 l y compris raccordement	U	1	100 000.00	100 000.00
9-22	F/P Relais de protection contre les coupures et inversion de phase ou déphaseur électronique y compris toutes sujétions.	U	2	15 000.00	30 000.00
	Eclairage intérieur	-	-	-	-
9-23	* fourniture et pose de tubes fluorescents en duo 60 w, y compris toutes sujétions	U	12	30 000.00	360 000.00
9-24	* fourniture et pose de hublots étanches 60/100 w, y compris toutes sujétions	U	3	2 000.00	6 000.00
9-25	* fourniture et pose de prises de courant 16A + terre, y compris toutes sujétions	U	10	25 000.00	250 000.00
9-26	fourniture et pose d'interrupteur simple allumage, y compris toutes sujétions	U	5	1 500.00	7 500.00
	Eclairage Extérieur	-	-	-	-
9-27	*F/P Armoire éclairage automatique en tôle d'acier IP55 pour fixation murale 63A,y compris toute sujétion comprenant : sectionneur porte fusible 63A contacteur 63A cellule photo électrique interrupteur à commande manuelle disjoncteur général manuel relais temporisé	U	1	100 000.00	100 000.00
9-28	F/P Lampes à vapeur de sodium HP 250w avec fut 6m de hauteur à simple crosse complet avec boîte de connexion , câble et tout autres accessoires y compris toute sujétion	U	5	250 000.00	1 250 000.00
TOTAL8=9 375 500.00					
10-LOT EQUIPEMENT ELECTRIQUE					
10-1	Disjoncteur général tétrapolaire BT 100 y compris toutes sujétions	U	1	200 000.00	200 000.00
10-2	Jeux de barres en cuivre trois phases neutres protection Pe. y compris toutes sujétions	U	1	20 000.00	20 000.00
10-3	Armoire vide départ moteurs Asynchrones (Pm =	U	2	100 000.00	200 000.00

	40 kW) fabriquée en tôle d'acier avec porte a clé classe IP55 y compris toutes sujétions formant tableau comprenant :				
10-4	Sectionneur porte fusible tripolaire(ou disjoncteur moteur) 80A. y compris toutes sujétions.	U	2	20 000.00	40 000.00
10-5	démarrateur étoile triangle pour moteur asynchrone avec relais thermique tripolaire différentiel modification possible suivant le type de moteur commandé comprenant contacteurs tripolaires calibre In moteur. y compris toutes sujétions.	U	2	40 000.00	80 000.00
10-6	Ampèremètre avec transformateur de courant 400A y compris toutes sujétions	U	2	10 000.00	20 000.00
10-7	- Voltmètre commutateur de phases 0 – 500 A y compris toutes sujétions.	U	1	10 000.00	10 000.00
10-8	- Jeux de bouton poussoir marche – arrêt	U	2	2 000.00	4 000.00
10-9	- Voyants lumineux présence de tension	U	2	2 000.00	4 000.00
10-10	- Voyant lumineux marche – arrêt	U	2	2 000.00	4 000.00
10-11	- Compteur horaire de marche y compris toutes sujétions	U	2	10 000.00	20 000.00
10-12	Tableau de commande pour deux électropompes P = 40 kW complet y compris toutes sujétions	U	1	50 000.00	50 000.00
10-13	Interrupteur à flotteur ou sondes de niveau y compris toutes sujétions.	U	2	3 000.00	6 000.00
10-14	Câble de puissance en cuivre 2x3x16mm ² Cu. Pour les pompes y compris toutes sujétions	ml	60	1 400.00	84 000.00
10-15	Câble de commande selon diamètre y compris toutes sujétions	ml	100	200.00	20 000.00
10-16	F/P système de mise à la terre complet comportant câble en cuivre, piquets de terre, paratonnerre y compris toutes sujétions.	U	1	45 000.00	45 000.00
10-17	F/P système de compensation de l'énergie réactive batteries de condensateurs y compris toutes sujétions.	U	1	200 000.00	200 000.00
10-18	F/Pose d'un onduleur monophasé 230cva/230	U	1	15 000.00	15 000.00
10-19	Poste transformateur MT/BT 100KVA 30KV complet à réceptionnée par la Sonelgaz y compris toutes sujétions,	U	1	3 700 000.00	3 700 000.00
10-20	Comptage électrique BT selon les exigences de Sonelgaz. y compris toutes sujétions	U	1	50 000.00	50 000.00
10-21	F/P Groupe générateur de secours 100kva complet avec armoire de commande, inverseur de source y compris raccordement et toutes sujétions.	U	1	2 500 000.00	2 500 000.00
10-21	F/Pose de citerne de stockage de carburante capacité 2000 l y compris raccordement	U	1	100 000.00	100 000.00
10-22	F/P Relais de protection contre les coupures et inversion de phase ou déphaseur électronique y compris toutes sujétions.	U	2	15 000.00	30 000.00
	Eclairage intérieur				0.00
10-23	* fourniture et pose de tubes fluorescents en duo 60 w, y compris toutes sujétions	U	12	30 000.00	360 000.00
10-24	* fourniture et pose de hublots étanches 60/100 w, y compris toutes sujétions	U	3	2 000.00	6 000.00
10-25	* fourniture et pose de prises de courant 16A + terre, y compris toutes sujétions	U	10	25 000.00	250 000.00
10-26	fourniture et pose d'interrupteur simple allumage, y	U	5	1 500.00	7 500.00

	compris toutes sujétions				
	Eclairage Extérieur				0.00
10-27	*F/P Armoire éclairage automatique en tôle d'acier IP55 pour fixation murale 63A, y compris toute sujétion comprenant : sectionneur porte fusible 63A contacteur 63A cellule photo électrique interrupteur à commande manuelle disjoncteur général manuel relais temporisé	U	1	100 000.00	100 000.00
10-28	F/P Lampes à vapeur de sodium HP 250w avec fut 6m de hauteur à simple crosse complet avec boîte de connexion , câble et tout autres accessoires y compris toute sujétion	U	5	250 000.00	1 250 000.00
TOTAL8=9 375 500.00					
11-PARTIE REFOULEMENT					
11-1	Ouverture d'une tranchée dans un terrain meuble y compris réglage de fond de fouille	m ³	2272	150.00	340 800.00
11-3	F/ pose d'un lit de sable de carrière	m ³	673.65	500.00	336 825.00
11-4	Remblai en tout venant	m ³	1419.9	60.00	85 199.40
11-5	Evacuation des terres excédentaires	m ³	852.01	100.00	85 201.00
11-6	F/pose de canalisation en PEHD à soudée PN 10 DN 400mm	ML	1420	5 800.00	8 236 000.00
11-7	F/pose de canalisation en PEHD à soudée PN 10 DN 200mm	ML	8	2 600.00	20 800.00
11-8	Réalisation des butés en béton armé dosé à 350 kg/m ³ à chaque changement de direction	m ³	10	10 000.00	100 000.00
11-9	F/ mise en place de gabion pour protection de la conduite	m ³	20	1 000.00	20 000.00
	Ventouse:				0.00
11-10	Fourniture et pose de Ventouse automatique pour eau usées y compris toutes sujétions DN80 PN10	U	2	40 000.00	80 000.00
11-11	Fourniture et pose de Robinet vanne d'arrêt y compris toutes sujétions DN80 PN10	U	2	40 000.00	80 000.00
11-12	Fourniture et pose de bride et collet y compris toutes sujétions DN80 PN10	U	2	30 000.00	60 000.00
	Vidange:				0.00
11-13	Fourniture et pose de Robinet vanne de vidange DN 200 PN 10y compris toutes sujétions	U	2	40 000.00	80 000.00
11-14	Fourniture et pose de prise de branchement SATURN y compris toutes sujétions DN300/200 PN10	U	4	40 000.00	160 000.00
11-15	Fourniture et pose de prise de branchement SATURN y compris toutes sujétions DN300/100 PN10	U	4	40 000.00	160 000.00
11-16	Fourniture et pose de coude 1/8 en PEHD y compris toutes sujétions DN300 PN10	U	6	20 000.00	120 000.00
11-17	Fourniture et pose de bride unie y compris toutes sujétions DN100 PN10	U	8	20 000.00	160 000.00
11-18	Fourniture et pose de joint de démontage y compris toutes sujétions DN300 PN10	U	2	70 000.00	140 000.00
11-19	Fourniture et pose de bride et collet y compris toutes sujétions DN300 PN10	U	2	30 000.00	60 000.00

11-20	Fourniture et pose de coude 1/4 en PEHD PN10 bar y compris toutes sujétions. DN300 PN10	U	2	30 000.00	60 000.00
TOTAL9=10 384 825.40					
12- BASSIN DE DESSIPATION					
12-1	Déblais en grande masse à toutes profondeurs, en terrain de toute nature, y compris étayage, blindage, épuisement des eaux et toutes sujétions	m ³	180.91	100.00	18 091.00
12-2	Remblais en tout venant exécuté par couche de 0.20m d'épaisseur arrosées et damées, y compris réglage suivant des plans et toutes sujétions.	m ³	89.68	60.00	5 380.80
12-3	Transport à la décharge publique des terres provenant de déblais, y compris chargement et déchargement et toutes sujétions.	m ³	91.23	100.00	9 123.00
12-4	Hérissonnage de 0.20cm en pierre sèche y compris compactage et toutes sujétions	m ³	5	1 500.00	7 500.00
12-5	Béton de propreté dosé à 150 Kg/m ³ de ciment CPJ45, d'épaisseur 0.10m tiré à la règle y compris toutes sujétions.	m ³	1.08	5 000.00	5 400.00
12-6	Fourniture et mise en œuvre de béton armé dosé à 400 kg/m ³ de ciment C.RS pour voile, radier, la dalle couverture, y compris coffrage, ferrailage et toutes sujétions.	m ³	27.17	32 000.00	869 440.00
12-7	Forme de pente en béton dosé à 250 kg/m ³ de ciment C.P.J 45 sur la dalle de couverture, y compris toutes sujétions.	m ²	10	500.00	5 000.00
12-8	Enduit étanche dosé à 500 kg/m ³ en 3 couches sur murs intérieurs y compris toutes sujétions.	m ²	39	1 200.00	46 800.00
12-9	Enduit ordinaire dosé à 250 kg/m ³ de ciment C.P.J 45 sur murs intérieurs et extérieurs poteaux et sous les plafonds, y compris toutes sujétions.	m ²	40	700.00	28 000.00
12-10	F/MISE en place de couche de flinckot	m ²	25	200.00	5 000.00
12-11	f/mise en place d'un cadre et tampon en fonte série lourde	U	1	12 000.00	12 000.00
12-12	Raccordement sur ouvrage existant	U	2	20 000.00	40 000.00
12-13	plan de recollement en 4 exemplaires (plan tracé et profil en long à échelle 1/1000)	U	1	100 000.00	100 000.00
12-14	Essais d'écoulement à l'eau claire et nettoyage du chantier	ML	1600	20.00	32 000.00
				THT	35 235 248.20
				TVA17%	5 989 992.19
				TTC	41 225 240.39

IV.8.2 Devis global

Tableau IV.21 Devis estimatif global

N°	Nature des charges	Charges en DA
01	Canalisation d'amenée	858 150.00
02	Déversoir d'orage	1 254 694.80
03	Station de relevage	3 043 618.00
04	Local groupe générateur	1 198 700.00
05	Poste de garde	756 560.00
06	Mur de clôture et aménagement intérieur	3 905 200.00
07	Equipment hydraulique	4 458 000.00
08	équipement électrique	9 375 500.00
09	Partie refoulement	10 384 825.40
Coût global		41 225 240.39

Conclusion

l'Organisation d'un chantier repose essentiellement sur plusieurs critères , à savoir:

- ◆ qualification de personnel assurant des tâches spécialisées.
- ◆ compétences de staff technique dirigeant .
- ◆ permanence et suivi des travaux à réaliser.
- ◆ Respect des normes techniques
- ◆ Financement à payer à terme pour entrepreneur des travaux qui la déjà réalisés
- ◆ Matériel de réalisation adéquat.
- ◆ la bonne planification des travaux .

Aussi , pour une réussite totale du projet , l'organisation du chantier ne doit subir aucune défaillance à la fois technique ou humain et qui par conséquence , cet ensemble de critère cités plus haut doit scrupuleusement être respectés.

Concernant la durée de la réalisation de ce projet , on peut deviser le chantier en deux équipes pour les quatre parties (le déversoir d'orage , la station , et la conduite de refoulement et le bassin de dissipation) puis , on fait le raccordement .Donc la durée du projet est : 9mois et 8 jour .

le coût totale de la réalisation de notre projet de refoulement des eaux usées vers la station d'épuration s'arrête à la somme globale d'enivrent : **41 225 240.39 DA**

Conclusion Générale

CONCLUSION GENERALE

En général, dans un réseau d'assainissement on essaie de faire véhiculer les eaux usées gravitairement, si éventuellement la topographie et la nature du terrain le permettent ; parfois cette solution devient difficile à cause de certaines contraintes topographiques et géotechniques (exemples : terrains accidentés ou trop plats, terrains très rocheux, etc...).

Dans le cas où ces contraintes persistent, les stations de relevages deviennent une solution qui permet d'élever le niveau des eaux usées d'un point à un autre en vue de leur déversement dans des ouvrages tels que regards de visite ou bassin de dissipation comme stipulé dans notre cas du projet.

Notre rejet des eaux usées ne peut pas rejoindre la station d'épuration de SIDI-SAFI (lagunage naturel) par un écoulement gravitaire ; la cote d'implantation de la station de relevage du centre de AIN-LARBAA est de l'ordre (TN 186.91 m) alors que la STEP est de (TN 193.60m) C'est ce qui nous oblige de faire une station de relevage pour collecter et transporter les eaux usées au bon endroit afin de débarrasser la pollution dont elles sont chargées.

Le dimensionnement de la station de relevage se fait en premier lieu par le choix du type de la station (à cale sèche ou immergé) en fonction de l'importance du projet et la hauteur d'élévation dans notre cas nous avons une station immergée .

Dans la deuxième phase, nous avons déterminés le diamètre de la conduite de refoulement ($\varnothing 400$) en fonction de la vitesse d'écoulement et le débit à refouler.

Ensuite, nous avons fait le choix des pompes à projeter d'une façon à choisir celle qui convient en fonction de ses caractéristiques (Q, H), rendement. suite d'un couplage en parallèle ; et dimensionné la bache de relevage en tenant compte de plusieurs paramètres liés au fonctionnement hydraulique du STR.

Tous ça est attaché à un déversoir d'orage à l'amont qui joue le rôle de régulateur de débit dans les périodes pluviales de manière à décharger le réseau à l'aval; ce dernier est de type latérale avec un seuil de 5m .

En fin, tout projet d'une station de relevage doit tenir compte des recommandations principales suivantes :

- Diminution possible du coût de génie civil.
- Organisation de l'exécution des travaux en phases.
- Eviter l'implantation des stations en milieu urbain.
- Utilisation des matériaux de conception récents.
- Normalisation des solutions techniques.

- Choisir les équipements disponibles sur le marché.
- Eviter les zones inondables.

C'est ce que nous avons pris en compte pour notre cas donc il faut avoir une importance particulière dans la gestion de la station. le montant du projet a été estimé de **41 225 240.39 DA** avec un délais d'exécution de 9mois et 8 jour .

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [1] **M.Merioua, SM**; thèse de doctorat, aménagement des écosystèmes forestier et steppique ; «Phytoécologique et élément de cartographique de la couverture végétale cas littorale de Ain-Temouchent» ; Tlemcen ; 2014.
- [2]**ABDELKADER ABID, B et ALLAM, B** ; mémoire de mastère en hydraulique science de l'eau et l'environnement ; «Réflexion critique sur la qualité de l'eau potable dans la ville Ain-Temouchent»;Ain-Temouchent ; 2015.
- [3] **DRE** : Direction des ressource en eau et l'environnement ; Ain-Temouchent.
- [4] **DUPONT, A**;« Hydraulique urbain (Tome1); captage -Réseau d'adduction -ressource -Réseau de distribution -équipement -pompe -petite centrale hydraulique» ; Edition Eyrolles ; 2005.
- [5]**IBRAH HABOU, M et OUMAROU, M**; Mémoire de mastère en hydraulique science de l'eau et l'environnement ; «Dimensionnement du réseau d'AEP et d'assainissement pos zobe Nord-est de la ville de Ain-Temouchent» ; Ain-Temouchent ; 2017.
- [6] **BENNIS, S** ; «Hydraulique et hydrologie »; 2^{éme} édition ; Edition PADIE ; 2009.
- [7] **MESSAOUDI, Med et MEZERAI, KH** ; mémoire mastère hydraulique ; option eau, sol et aménagement ; « proposition et dimensionnement d'un réseau d'assainissement pour le quartier 125 logement -Remchi» ; Tlemcen;2015.
- [8] **BEGGAS, Med et LIHIOU, H** ; Mémoire mastère professionnelle en hydraulique ; « Diagnostique et étude du réseau d'assinnissement de la cité Elha -Maissa -commune de Hassi-Kalifa» ; El-oued;2014.
- [9] **SALAH .B** ; « Polycopier d'assainissement» école nationale supérieur de l'hydraulique ; Blida ; 1993.
- [10] **VASQUEZ, J** ; «Guide technique sur le fonctionnement des déversoirs d'orage», PDF (www. les stations de relevage .com) consulté le 23/0/2018.
- [11] **MEKHICI, M** ; mémoire mastère en hydraulique science de l'eau et de l'environnement ; «Dimensionnement d'une station de relevage et conduit de refoulement vers la station de Bouzedjar »; Ain-Temouchent;2016.
- [12] **BENAZZOUZ**; «Station de pompage et relevage des eaux usées» ; cour de formation, ONEP, 2007.
- [13] **CHRISTAN, C et MAURICE, L** ; les réseaux et les ouvrages de retenue (Tome 1); «L'assainissement en milieu urbain o rurale» ; Edition Moniteur ; 1980.
- [14] **DEGREMONT** ; «mémento du gestionnaire de l'AEP et l'assainissement (Tome1) » ; Edition Eyrolles ; Paris 1978.

[15] **DUPONT, A** ; «Hydraulique urbain (Tome 2) »; Edition Eyrolles ; Parie 1988.

[16] **ABDELHAKEM, M^{ed}**; mémoire d'ingénieur d'état en hydraulique ; « Classification et typologie des déversoirs d'orage -cas ville de Saida » ; Saida ; 2007.

[17] **D.U.A** : Direction urbaine et de construire ; Ain-Temouchent