

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE DE L'HYDRAULIQUE
«ARBAOUI ABDELLAH »

DEPARTEMENT DE SPECIALITES

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

EN VUE DE L'OBTENTION DU DIPLOME
D'INGENIEUR D'ETAT EN HYDRAULIQUE

Option : CONCEPTION DES SYSTEMES D'ASSAINISSEMENT

THEME :

**REHABILITATION DU SYSTEME DE
REFOULEMENT DES EAUX USEE DE TIPAZA
EST VERS LA STEP DE BOUSMAIL**

Présenté par :

Mr CHALAH Mahrez

Promoteur :

Mr I. ZAIBAK

Devant le jury composé de :

Présidente : Mr Y.DERNOUNI

Examineurs : Mme M.KAHLERRAS

Mlle H. SAIDI

Mlle C. SALHI

E.N.S.H Septembre 2015

Remerciements

En préambule à ce mémoire, Mes remerciements s'adressent d'abord à ALLAH le tout puissant et à son prophète MOHAMED (paix et salut sur lui) pour les chances qui me sont offertes pour réaliser ce travail.

Je souhaiterais adresser nos remerciements les plus sincères aux personnes qui nous ont apporté leur aide et qui ont contribué à l'élaboration de ce mémoire ainsi qu'à la réussite de cette formidable année universitaire.

Nos profonds remerciements s'adressent à Mon encadreur Monsieur Issam Zaibak , qui s'est toujours montré disponible et à l'écoute tout au long de l'élaboration de ce mémoire, ainsi pour ses conseils clairvoyants, l'inspiration, l'aide et le temps incommensurable qu'il a bien voulu me consacrer et sans qui cette thèse n'aurait jamais vu le jour.

J'adresse mes chaleureux remerciements à Mr BOUKHARI Abdelkarim responsable de la direction des études techniques au sein de la SEAAI et a Mr KOUIDER Khaled , qui ont su m'orienter par leurs conseils tout au long de ce travail.

Mes remerciements s'adressent aussi à Monsieur DERNOUNI Youcef professeur à l'ENSH qui a bien voulu présider ce jury, à Mme KAHLERRAS Malika , Mme SAIDI Hayet ,SALHI ChahrazedD'avoir bien voulu examiner ce travail modeste.

Mes remerciements s'adressent également à tous les employés de la SEAAL pour leur générosité et leur grande patience dont ils ont su faire preuve.

Une pensée particulière est adressée aux étudiants et aux professeurs du département d'hydraulique urbaine a Monsieur AMMARI Abdelhadi et aux étudiants de L'ENSH que nous avons côtoyé quotidiennement durant nos années d'étude a l'école.

Enfin, nous adressons nos plus sincères remerciements à tous nos proches et amis, qui nous ont toujours soutenu et encouragé au cours de la réalisation de ce mémoire

À toutes ces personnes, nous présentons nos remerciements, notre respect et notre gratitude.

Dédicaces :

Je dédie ce mémoire à :

· Mes parents :

Ma mère, qui a œuvré pour ma réussite, de par son amour, son soutien, tous les sacrifices consentis et ses précieux conseils, pour toute son assistance et sa présence dans ma vie, reçois à travers ce travail aussi modeste soit-il, l'expression de mes sentiments et de mon éternelle gratitude.

Mon père, qui peut être fier de trouver ici le résultat de longues années de sacrifices et de privations pour m'aider à avancer dans la vie. Puisse Dieu faire en sorte que ce travail porte son fruit ; Merci pour les valeurs nobles, l'éducation et le soutien permanent venu de toi.

Mon grand père

Mes sœurs qui n'ont cessé d'être pour moi des exemples de courage et de générosité.

*A la famille CHALAH, MAOUCHE et CHELBEB. Tentes et oncles
Ils vont trouver ici l'expression de mes sentiments de respect et de reconnaissance pour le soutien qu'ils n'ont cessé de me porter.*

A Zouhir mon cousin et grand frère .

A mes tentes Meriem , Ghania , et Madina

A tous mes amis et mes collègues : amine , el hachemi , issam , smail , fayçal , nazim , hamza , ryan , khero , zaki , anis, yacine , yasmine , neila , naila , nawel , Samir et mohamed , sabrina . Ils vont trouver ici le témoignage d'une fidélité et d'une amitié infinie.

C.MAHREZ

ملخص :

يعتبر تلوث مواردنا المائية الطبيعية من أهم المشاكل التي يجب القضاء عليها و لذلك نلجأ إلى محطات تصفية و تنقية مياه الصرف الصحي ، اذا في هذا الإطار أنشئت محطة التصفية لبوسماعيل بولاية تيبازة من اجل تطهير مياه صرف كل من بلدية بوهارون ، خميستي ، بوسماعيل ، فوكة و دواودة البحريّة عبر مختلف محطات الضخّ . و انابيب الصّرف

Résumé :

La pollution de nos ressources naturelles en eau représente un problème majeur qu'il faut éradiquer, dans le but de préserver ces dernières nous avons recours aux stations d'épuration. Dans ce cadre l'élaboration de la step de Bousmail aura pour but de traiter l'intégralité des eaux usées des communes de Bouharoune , Khemisti , Bousmail , Fouka , ainsi qu'une partie de la commune de Douaouda qui seront acheminés via un système de refoulement composé de Postes de relevages , de conduites gravitaires et en charges .

Abstract :

The pollution of our natural water resources is a major problem that must be eradicated in order to preserve our resources, In this context the development of the step of Bousmail will aim to treat all wastewater of Bouharoune , Khemisti , Bousmail , Fouka , and part of the municipality of Douaouda which will pass through a delivery system consisting of sets hitches gravity pipes.

Sommaire

Chapitre I : Introduction

I.1. Introduction générale:	1
I.2. Problématique :	2

Chapitre II Présentation de la zone d'étude

II.1. Introduction :	3
II.2. Situation géographique :	3
II.3. Les données naturelles du site :	4
II.3.5.1. climat :	5
II.3.5.2. Les températures :	6
II.3.5.3. Humidité :	6
II.3.5.4. Les vents :	6

Chapitre III Calculs de base

III.1. Introduction :	8
III.2. Situation démographique :	8
III.3. Découpage de l'aire d'étude en sous bassins élémentaires :	10
III.4. Système d'évacuation des eaux usées et des eaux pluviales :	10
III.5. Choix du système d'évacuation :	12
III.6. Schémas d'évacuation :	13
III.6.1. Schéma perpendiculaire :	13
III.6.2. Schéma par déplacement latéral :	13
III.6.3. Schéma à collecteur transversal ou oblique :	14
III.6.4. Schéma à collecteur étagé :	14
III.6.5. Schéma type radial :	15
III.7. Choix du schéma du réseau d'évacuation :	15
III.8. Choix du coefficient de ruissellement :	16
➤ L'humidité de l'air.	16
III.8.1. Coefficient de ruissellement pondéré dans le temps :	16
III.8.2. Coefficient de ruissellement en fonction de la catégorie d'urbanisation :	17
III.8.3. Coefficient de ruissellement relatif à diverses surfaces :	17
III.8.4. Coefficient de ruissellement en fonction de densité de la population :	18

III.8.5. Coefficient de ruissellement en fonction de la catégorie d'urbanisation :	18
III.8.6. Coefficient de ruissellement en fonction de la zone d'influence :	19
III.9. Coefficient de ruissellement pour chaque sous bassin des différentes communes :	19
III.10. Calcul de la densité partielle	22
III.11. Conclusion :	26

Chapitre IV évaluation des débits

IV.1. Introduction :	27
IV.2. Evaluation des débits des eaux usées :	27
IV.2.1. Nature des eaux usées à évacuer :	27
IV.2.2. Estimation des débits des eaux usées :	29
IV.2.3. Estimation des débits des eaux usées domestiques :	29
IV.2.3.1. Evaluation du débit moyen journalier :	29
IV.2.3.2. Evaluation du débit de pointe :	29
IV.3. Conclusion :	34

Chapitre V Diagnostic physique et hydraulique du système de refoulement

V.1. Fonctionnement du système d'assainissement existant (opérationnel)	35
V.2. Fonctionnement du nouveau réseau de collecte des eaux usées	35
V.3. Diagnostic physique du système de relevage nouvellement réalisé :	37
V.3.1. Commune de Douaouda :	37
V.3.1.1. Poste de relèvement « Douaouda Marine » (PR Dd 1)	37
V.3.1.2. Conduite de refoulement PR Dd1-PR Fk1 :	39
V.3.2. commune de Fouka :	39
V.3.2.1. Poste de relèvement « Fouka Marine 1 » (PR Fk 1)	39
V.3.2.2. Conduite de refoulement PR Fk1-PR Fk2 :	40
V.3.2.3. Poste de relèvement « Fouka Marine 2 » (PR Fk 2)	41
V.3.2.4. Conduite de refoulement PR Fk2-STEP	43
V.3.3. commune de Bousmail :	43
V.3.3.1. Poste de relèvement Bousmail2 (PR BS2) :	43

V.3.3.2. Conduite de refoulement PR BS2-STEP	46
V.3.3.3. Poste de relèvement Bousmail 1 (PR BS1) :	47
V.3.3.4. Conduite d'évacuation des eaux usées PR BS1-PR BS2.....	47
V.3.4. commune de khemisti :	47
V.3.4.1. Poste de relèvement Khemisti Marine (PR KH 1) :	47
V.3.4.2. Conduite de refoulement PR KH1- PR KH2	50
V.3.4.3. Poste de relèvement Khemisti Port (PR KH 2) :	50
V.3.4.4. Conduite de refoulement PR KH2-PR BS1	51
V.3.5. commune de Bouharoun :	52
V.3.5.1. Poste de relèvement Bouharoun (PR BH 2) :	52
V.3.5.2. Conduite de refoulement PR BH 2-PR KH1	55
V.3.5.3. Poste de relèvement Bouharoun « Port » (PR BH 1)	55
V.3.5.4. Conduite de refoulement PR BH1-PR BH2	55
V.4. Diagnostic Hydraulique du système de relevage nouvellement réalisé	58
V.5. conclusion :	58

Chapitre VI dimensionnement des conduites de refoulement

VI.1. Introduction :	59
VI.2. Choix du tracé	59
VI.3. Choix du matériau de la conduite.....	59
VI.4. Diamètre économique de la conduite (Partie refoulement).....	60
VI.4.1. Conditions économiques :	60
VI.4.2. Calcul du diamètre :	60
VI.4.3. Frais d'exploitation :	60
VI.4.4. Frais d'amortissement :	61
VI.4.5. PR 2 Douaouda – PR FK 2.....	62
VI.4.6. PR FK 1 – PR FK 2	64
VI.4.7. PR FK 2 – STEP.....	66
VI.4.8. PR BH 1 - PR BH 2.....	68
VI.4.9. PR BH 2 – PR KH 2	70
VI.4.10. PR KH 1 – PR KH 2.....	72

VI.4.11. PR KH 2 – PR Bousmail 1 (Vis) :.....	74
VI.4.12. PR BOUSMAIL 2 – STEP	76
VI.5. Dimensionnement de la conduite (partie gravitaire) :.....	79
VI.5.1. Conditions d'écoulement :	79
VI.5.2. méthode de calcul :.....	79
VI.5.3. Résultats de calcul :.....	81
VI.5.3.1. PR BH 1 - PR BH 2 :	81
VI.5.3.2. PR BH 2 – PR KH 2 :	82
VI.5.3.3. PR BS 1 (vis) – PR BS 2.....	83
VI.5.3.4. PR DOUA 2 – PR FK 2	84
VI.6. Conclusion :	85

Chapitre VII dimensionnement des stations de relevage

VII.1. Introduction :	86
VII.2. Exigences principales soumises à la station de relevage :.....	86
VII.3. choix de l'emplacement de la station de relevage :	86
VII.4. Données de base initiales :	87
VII.5. Type de bâtiment de la station:.....	87
VII.6. Dimensionnement de la bache de stockage :	87
VII.6.1. Dimensions de la bache :	88
VII.6.1.1. volume de la bache :.....	88
VII.6.1.2. surface de la chambre :.....	88
VII.6.1.3. Longueur et largeur de la chambre :	88
VII.6.2. Choix de nombre et de type de pompes :.....	88
VII.7. Equipements hydrauliques en amont et en aval des pompes :.....	89
VII.7.1. Equipements en amont :.....	89
VII.7.2. Equipements en aval :	89
VII.7.3. Définitions et Conditions techniques :	89
VII.8. Le dimensionnement :.....	91
VII.8.1. Consignes a respecté lors du dimensionnement:	91
VII.8.1.1. Disposition des groupes :	91
VII.8.1.2. Disposition des conduites :.....	91
VII.8.1.3. Disposition du système de levage:	91
VII.8.1.4. Disposition des portes et fenêtres:.....	91
VII.8.1.5. Locaux de service de la station :	91

VII.8.1.6. La chambre des vannes:	92
VII.8.1.7. La salle de la station:.....	92
VII.8.1.7.1. Hauteur du bâtiment :	92
VII.8.1.7.2. Longueur du bâtiment :.....	92
VII.8.1.7.3. Largeur du bâtiment :.....	92
VII.9. Conclusion :	119

Chapitre VIII Equipements annexes

VIII.1. LES VENTOUSES :	120
VIII.2. LES SOUPAPES ANTI-BÉLIER :.....	122
VIII.3 CONCLUSION	123

Chapitre IX CONCLUSION GENERAL.....124

Liste des tableaux

Tab.II. 1 températures moyennes annuelles ONM Juin 2012	6
Tab.II. 2 pluviométrie de la région (ANRH) Janvier 2013	7
Tab. III. 1 Répartition de la population à différents horizons de calcul	8
Tab. III. 2 Répartition de la population à différents horizons de calcul	9
Tab. III. 3 Répartition de la population à différents horizons de calcul	9
Tab. III. 4 Répartition de la population à différents horizons de calcul	9
Tab. III. 5 Répartition de la population à différents horizons de calcul	10
Tab. III. 6 Coefficients de ruissellement en fonction de la catégorie d'urbanisation	17
Tab. III. 7 Coefficient de ruissellement en fonction de surface drainée	17
Tab. III. 8 Coefficient de ruissellement en fonction de la densité de population.....	18
Tab. III. 9 Coefficients de ruissellement en fonction de la catégorie d'urbanisation	18
Tab. III. 10 Coefficient de ruissellement en fonction de la zone d'influence	19
Tab. III. 11 nombre d'habitants de chaque sous bassins	22
Tab. III. 12 nombre d'habitants de chaque sous bassins	23
Tab.III. 13 nombre d'habitants de chaque sous bassins	24
Tab. III. 14 nombre d'habitants de chaque sous bassins	25
Tab. III. 15 nombre d'habitants de chaque sous bassins	25
Tab.IV. 1 Evaluation des débits des eaux usées des équipements pour douaouda	30
Tab. IV.2 Evaluation des débits des eaux usées des équipements pour la commune de fouka	31
Tab.IV.3 Evaluation des débits des eaux usées des équipements pour la commune de Bousmail.....	31
Tab.IV.4 Evaluation des débits des eaux usées des équipements pour la commune de Khemisti.....	32
Tab.IV.5 Evaluation des débits des eaux usées des équipements pour la commune de Bouharoune.....	32
Tab.IV.6 estimation des débits d'équipements en (l/s).....	33
Tab.IV.7 Tableau des débits d'eaux usées de pointe (m ³ /s).....	33
Tab. V. 1 Diagnostique hydraulique	58
Tab VI. 1 prix d'un Kwh.....	61
Tab VI. 2 HMT en fct du diamètre.....	62
Tab VI. 3 Frais d'exploitations en fct du diamètre	62
Tab VI. 4 Frais.amortissement en fct du diamètre	63
Tab VI. 5 Bilan des couts en fct des diamètre.....	63
Tab VI. 6 HMT en fct des diamètres.....	64
Tab VI. 7 Frais d'exploitation en fct des diamètres.....	64
Tab VI. 8 Frais d'amortissement en fct des diamètres.....	65
Tab VI. 9 Bilan des couts en fct des diamètres	65
Tab VI. 10 HMT en fct des diamètres.....	66

Tab VI. 11 Frais d'exploitation en fct des diamètres.....	66
Tab VI. 12 Frais d'amortissement en fct des diamètres.....	67
Tab VI. 13 Bilan des couts	67
Tab VI. 14 HMT en fct des diamètres.....	68
Tab VI. 15 Frais d'exploitations en fct des diamètres	68
Tab VI. 16 Frais d'amortissement en fct des diamètres.....	69
Tab VI. 17 Bilan des couts	69
Tab VI. 18 HMT en fct des diamètres.....	71
Tab VI. 19 Frais d'exploitations en fct des diamètres	71
Tab VI. 20 Frais d'amortissement en fct des diamètres.....	71
Tab VI. 21 Bilan des couts	71
Tab VI. 22 HMT en fct des diamètres.....	73
Tab VI. 23 Frais d'exploitations en fct des diamètres	73
Tab VI. 24 Frais d'amortissement en fct des couts.....	73
Tab VI. 25 Bilan des couts	74
Tab VI. 26 HMT en fct des diamètres.....	75
Tab VI. 27 Frais d'exploitations en fct des diamètres	75
Tab VI. 28 Frais d'amortissement en fct des diamètres.....	75
Tab VI. 29 Bilan des couts	76
Tab VI. 30 HMT en fct des diamètres.....	77
Tab VI. 31 Frais d'exploitations en fct des diamètres	77
Tab VI. 32 Frais d'amortissement en fct des diamètres.....	77
Tab VI. 33 Bilan des couts	78
Tab VI. 34 Dim de la conduite gravitaire.....	81
Tab VI. 35 Suite dim de la conduite.....	82
Tab VI. 36 Dim de la conduite gravitaire.....	82
Tab VI. 37 Suite dim de la conduite.....	83
Tab VI. 38 Dim de la conduite gravitaire.....	83
Tab VI. 39 Suite dim de la conduite.....	84
Tab VI. 40 Dim de la conduite gravitaire.....	84
Tab VI. 41 Suite dim de la conduite.....	85
Tab VII. 1 dimensions de la bache d'eau.....	93
Tab VII. 2 Choix du type de pompe.....	94
Tab VII. 3 caractéristiques de la pompe.....	95
Tab VII. 4 dimensions de la station.....	96
Tab VII. 5 dimensions de la bache d'eau.....	96
Tab VII. 6 choix du type de pompe.....	97
Tab VII. 7 caractéristiques de la pompe.....	98
Tab VII. 8 dimension de la station	98
Tab VII. 9 dimensions de la bache d'eau.....	99
Tab VII. 10 choix du type de pompe.....	99
Tab VII. 11 caractéristiques de la pompe.....	100
Tab VII. 12 dimensions de la station.....	101
Tab VII. 13 dimensions de la bache d'eau.....	102
Tab VII. 14 choix du type de pompe.....	102
Tab VII. 15 caractéristiques de la pompe.....	103
Tab VII. 16 dimensions de la station.....	104

Tab VII. 17 dimensions de la bache d'eau.....	105
Tab VII. 18 choix de la pompe.....	105
Tab VII. 19 caractéristiques de la pompe.....	106
Tab VII. 20 dimensions de la station.....	107
Tab VII. 21 dimensions de la bache d'eau.....	108
Tab VII. 22 choix de la pompe.....	108
Tab VII. 23 caractéristiques de la pompe.....	109
Tab VII. 24 dimensions de la station.....	110
Tab VII. 25 dimensions de la bache d'eau.....	111
Tab VII. 26 choix de la pompe.....	111
Tab VII. 27 caractéristiques de la pompe.....	112
Tab VII. 28 dimensions de la station.....	113
Tab VII. 29 dimensions de la bache d'eau.....	114
Tab VII. 30 choix de la pompe.....	114
Tab VII. 31 caractéristiques de la pompe.....	115
Tab VII. 32 dimensions de la station.....	116
Tab VII. 33 dimensions de la bache d'eau.....	117
Tab VII. 34 choix de la pompe.....	117
Tab VII. 35 caractéristiques de la pompe.....	118
Tab VII. 36 dimensions de la station.....	119

Liste des figures

Fig. II. 1 image satellite de la zone d'étude (google earth)	3
Fig. II. 2 carte des zones sismiques (ALGERIE) (CRAG)	5
Fig. III. 1 Schéma principe d'un de réseau	12
Fig. III. 2 Schéma perpendiculaire.....	13
Fig. III. 3 Schéma par déplacement latéral.....	14
Fig. III. 4 Schéma à Collecteur Transversal ou Oblique.....	14
Fig. III. 5 Schéma à Collecteur Etagé.....	14
Fig. III. 6 schéma type radial.....	15
Fig. V. 1 réseau d'égouts.....	36
Fig. V. 2DVO qui se situe à l'amont d'un poste de pompage.....	37
Fig. V. 3 Un DVO avec une conduite de décharge	37
Fig. V. 4 puisard équipé de trois pompes.....	38
Fig. V. 5 Une chambre de vannes	38
Fig. V. 6 Un poste transformateur.....	38
Fig. V. 7 dégrilleur mécanique.....	39
Fig. V. 8 chambre de vannes	40
Fig. V. 9 Un poste transformateur.....	40
Fig. V. 10 DVO avec une conduite de décharge	40
Fig. V. 11 puisard équipé de trois pompes immergées	41
Fig. V. 12 dégrilleur mécanique.....	42
Fig. V. 13 chambre de vannes	42
Fig. V. 14 poste transformateur.....	43
Fig. V. 15 DVO avec une conduite de décharge	44
Fig. V. 16 Un dégrilleur mécanique.....	44
Fig. V. 17 Un puisard équipé de trois pompes immergées.....	45
Fig. V. 18 Une chambre de vannes	45
Fig. V. 19 poste transformateur.....	46
Fig. V. 20 ouvrages situés près du site de la STEP	47
Fig. V. 21 Un dégrilleur manuel	48
Fig. V. 22 puisard.....	48
Fig. V. 23 chambre de vannes	49
Fig. V. 24 poste transformateur.....	49
Fig. V. 25 anti-bélier.	50
Fig. V. 26 dérailleur mécanique reliant le DVO au puisard.....	50
Fig. V. 27 chambre de vannes	51
Fig. V. 28 poste transformateur.....	51
Fig. V. 29 dégrilleur mécanique.....	52
Fig. V. 30 puisard équipé de trois pompes immergées	52
Fig. V. 31 chambre de vannes	53
Fig. V. 32 Un DVO	53
Fig. V. 33 évacuation des eaux usées.....	54
Fig. V. 34 poste transformateur.....	54

Fig. V. 35 cuve de protection anti-bélier.....	54
Fig. V. 36 dégrilleur manuel	55
Fig. V. 37 puisard équipé de trois pompes immergées	56
Fig. V. 38 chambre de vannes	56
Fig. V. 39 poste transformateur.....	56
Fig. V. 40 DVO se trouvant à proximité du PR	57
Fig. V. 41 Poste PR	57
Fig VI. 1 Choix du diamètre économique	63
Fig VI. 2 Choix du diamètre économique	65
Fig VI. 3 Choix du diamètre économique	67
Fig VI. 4 Choix du diamètre économique	70
Fig VI. 5 Choix du diamètre économique	72
Fig VI. 6 Choix du diamètre économique	74
Fig VI. 7 Choix du diamètre économique	76
Fig VI. 8 Choix du diamètre économique	78
Fig. VII. 1 clapet anti-retour et robinet vanne.....	90
Fig. VII. 2 schéma du bâtiment de la station de relevage.....	93
Fig. VII. 3 descriptif d'une pompe KCM 150R.....	94
Fig. VII. 4 courbe de la hauteur de refoulement en fonction du débit	95
Fig. VII. 5 caractéristiques d'une pompe KCM 150R.....	97
Fig. VII. 6 courbe de la hauteur de refoulement en fonction du débit	98
Fig. VII. 7 caractéristiques d'une pompe KCM 250R.....	100
Fig. VII. 8 courbe de la hauteur de refoulement en fonction du débit.....	101
Fig. VII. 9 Caractéristiques de choisir la pompe KCD 300R (+TSK ; SOK).....	103
Fig. VII. 10 courbe de la hauteur de refoulement en fonction du débit	104
Fig. VII. 11 Caractéristiques de de choisir la pompe KCMMP.....	106
Fig. VII. 12 courbe de la hauteur de refoulement en fonction du débit.....	107
Fig. VII. 13 Caractéristique de la pompe KCM 250R.....	109
Fig. VII. 14 courbe de la hauteur de refoulement en fonction du débit.....	110
Fig. VII. 15 caractéristiques de la pompe KCMIL 4P.....	112
Fig. VII. 16 courbe de la hauteur de refoulement en fonction du débit.....	113
Fig. VII. 17 Caractéristiques de la pompe KCM 150R.....	115
Fig. VII. 18 courbe de la hauteur de refoulement en fonction du débit.....	116
Fig VII. 19 caractéristiques de la pompe	118
Fig VII. 20 courbe de la hauteur de refoulement en fonction du débit.....	118
Fig VIII. 1 photo d'une ventouse hydraulique.....	121
Fig VIII. 2 shéma et coupe d'une ventouse hydraulique	121
Fig VIII. 3 Shéma du dispositif anti bélier.....	122

Liste des abréviations

SEAAL : Société des Eaux et de l'Assainissement d'Alger

DA : Dinars

STEP : Station d'épuration

MI : Mètre linéaire

Re : Nombre de Reynolds

λ : coefficient de perte de charge

PR : poste de relevage

DVO : déversoir d'orage

Liste des Planches

1 – Profil en long entre le Pr de FOUKA 1 et le Pr de FOUKA 2

2- Plan de situation du système de refoulement

3- schéma d'une station de pompage

INTRODUCTION

I.1. Introduction générale:

L'assainissement d'une agglomération est une technique qui consiste à évacuer par voie hydraulique le plus rapidement possible et sans stagnation des déchets provenant d'une agglomération urbaine ; dans des conditions satisfaisantes.

Le développement rapide de la population en milieu urbain ainsi que l'évolution du mode de vie entraînent un accroissement rapide des structures urbaines impliquant des besoins en eau importants. Ces derniers se produisent par une augmentation permanente du volume des rejets polluants. L'abondance et la densité des produits nocifs charriés par les eaux usées, neutralisent de plus en plus la masse limitée de la ressource globale en eau.

Dans cet aspect ; notre étude est portée sur la région de Tipasa est qui comporte les 5 communes de Douaouda, Fouka, Bousmail, Khemisti ainsi que Bouharoun.

Notre étude consiste à réhabiliter le réseau d'assainissement dans cette zone et le relié à la step de Bousmail qui est en construction. Tout cela a pour but de protéger la santé humaine contre la propagation des maladies nocives qui peut résulter par les différents rejets, et éviter la pollution du littoral.

I.2.Problématique :

Le réseau de collecte des eaux de l'ensemble des communes (Bousmail, Khemisti, Bouharoune, Douaouda et Fouka) est unitaire. Il se jette directement vers la mer en l'absence d'une station d'épuration. Cette situation cause un désagrément aux habitants et aux estivants et contribue à la dégradation de la qualité des eaux de mer dont deux stations de dessalement se trouvent à proximité (Fouka, Bousmail).

Afin de remédier à ces problèmes, les autorités ont initié un projet ambitieux visant à collecter l'ensemble des eaux usées des communes et les acheminer vers une station d'épuration. Ce projet consistait tout d'abord à la réalisation de collecteurs pour raccorder les rejets en mer avec l'implantation d'un certain nombre de poste de relevage.

Le système de collecte (Réseau et PR) a été réceptionné en 2006 tandis que le projet de réalisation de la station d'épuration a récemment démarré et sera finalisé à l'issue de l'année 2016 .

Dans l'attente de la réception de la STEP, il est nécessaire de procéder à un diagnostic approfondi du système d'assainissement en prenant en considération les nouvelles données telles que l'extension urbanistique, les éventuelles dégradations des différentes installations (conduites, PR,...).

Dans ce contexte, nous allons établir un diagnostic physique et hydraulique des ouvrages d'assainissement réalisés dans le cadre de ce projet.

En fonction de ces constatations, un plan d'action sera proposé dans le but d'améliorer et/ou renforcer le fonctionnement du système.

Présentation de la zone d'étude

II.1. Introduction :

Les projets d'assainissement nécessitent toujours l'étude du site, pour connaître les caractéristiques physiques du lieu. Les facteurs influant sur la conception d'un projet, se divisent en quatre classes :

- Les données naturelles du site.
- Les données relatives à l'agglomération.
- Les données relatives au développement futur de l'agglomération.
- Les données propres à l'assainissement.

Alors la présentation de l'agglomération est un volet important pour le futur choix de la variante d'aménagement hydraulique.

II.2. Situation géographique :

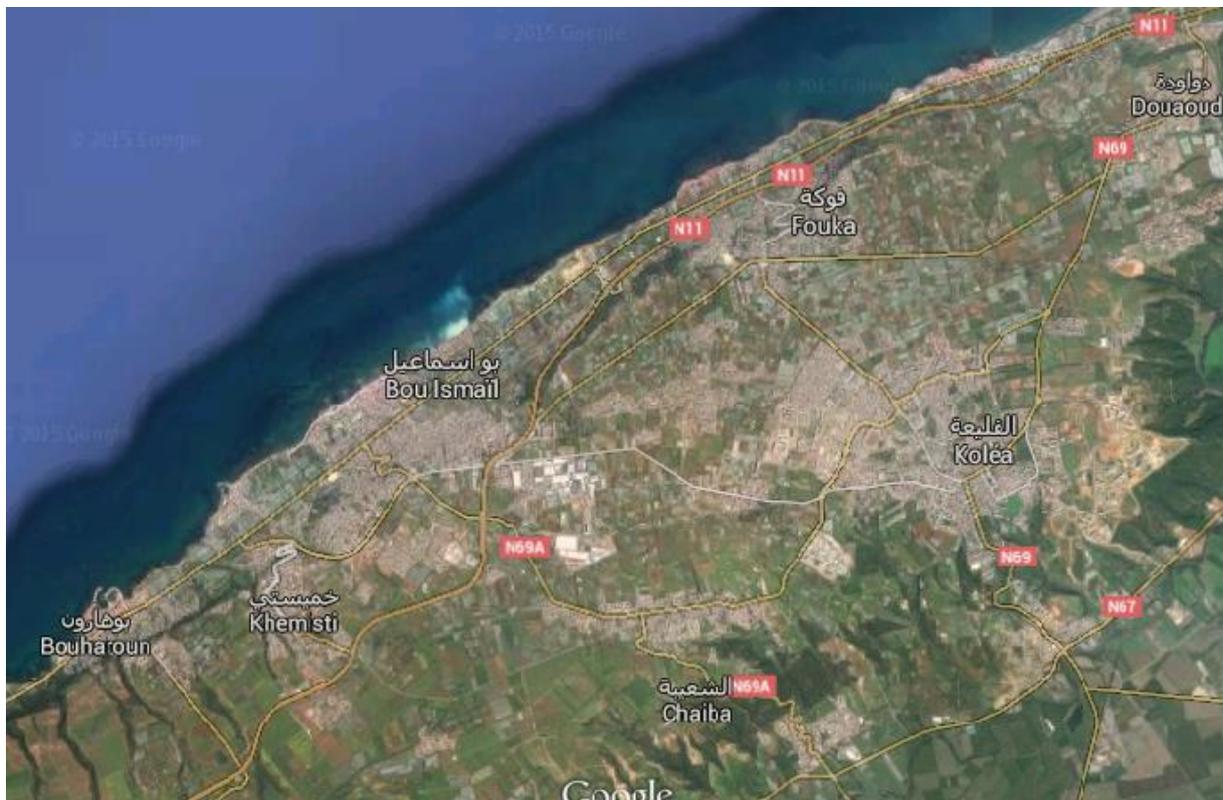


Fig. II. 1 image satellite de la zone d'étude (google earth)

La Figure II.1 nous montre que notre zone d'étude se situe à l'est de la ville de Tipasa elle est délimitée au nord par la mère méditerrané, au sud par les communes de Koléa et Chaiba , à l'est par Zeralda et Mhalma et à l'ouest par Ain Tagourait.

II.3. Les données naturelles du site :

II.3.1. Topographie

La topographie joue un rôle déterminant dans la conception du réseau, vu que l'évacuation doit s'effectuer généralement par gravité.

Sauf dans le cas où le relief est moins accidenté, est constitué par des collines du sahel qui s'allongent parallèlement à la cote depuis les hauteurs du massif montagneux à l'est jusqu'à la dépression de l'oued Nador, et ne présente pas de difficultés majeures naturelles qui empêchent l'extension.

La pente du terrain est moyenne, et va du nord vers le sud, l'altitude varie de 20 à 250m

II.3.2. géomorphologie :

La zone d'étude est située sur un plateau constitué par des dunes consolidées de la dernière régression marine du pléistocène de nombreux crues d'eau temporaires ont creusé leur lit dans les dunes, s'illustrant par une sorte de bran-charge.

II.3.3. Géologie :

La géologie étudie la nature du sol, qui détermine le mode de réalisation des tranchés et les engins à utiliser.

Le sol de la commune de TIPASA se caractérise par les textures suivantes :

- Sable argileux : plus ou moins rubéfiés, l'épaisseur de cette couche est très variable.
- Faciès argileux : est entrecoupé par une formation éruptive.
- Faciès calcaire ou calcaire-gresseux : avec ou sans galets, typiquement mollassique.
- Alluvions actuelles : formant les terrasses inférieures des oueds et aussi répandues par étalement des vallées composées de limon argileux et sableux avec ou sans cailloutis, l'épaisseur de cette formation varie entre 10 et 30 m

II.3.4. Sismicité :

La ville de TIPASA se trouve dans la zone territoriale où l'activité sismique n'est pas négligeable, car elle se situe au-dessus de la faille tectonique qui sépare le continent Africain du continent Européen. Donc les études de génie civil doivent prendre en considération cette particularité

La carte ci-dessous de la figure N°2 nous donne un aperçu sur la sismicité de la zone

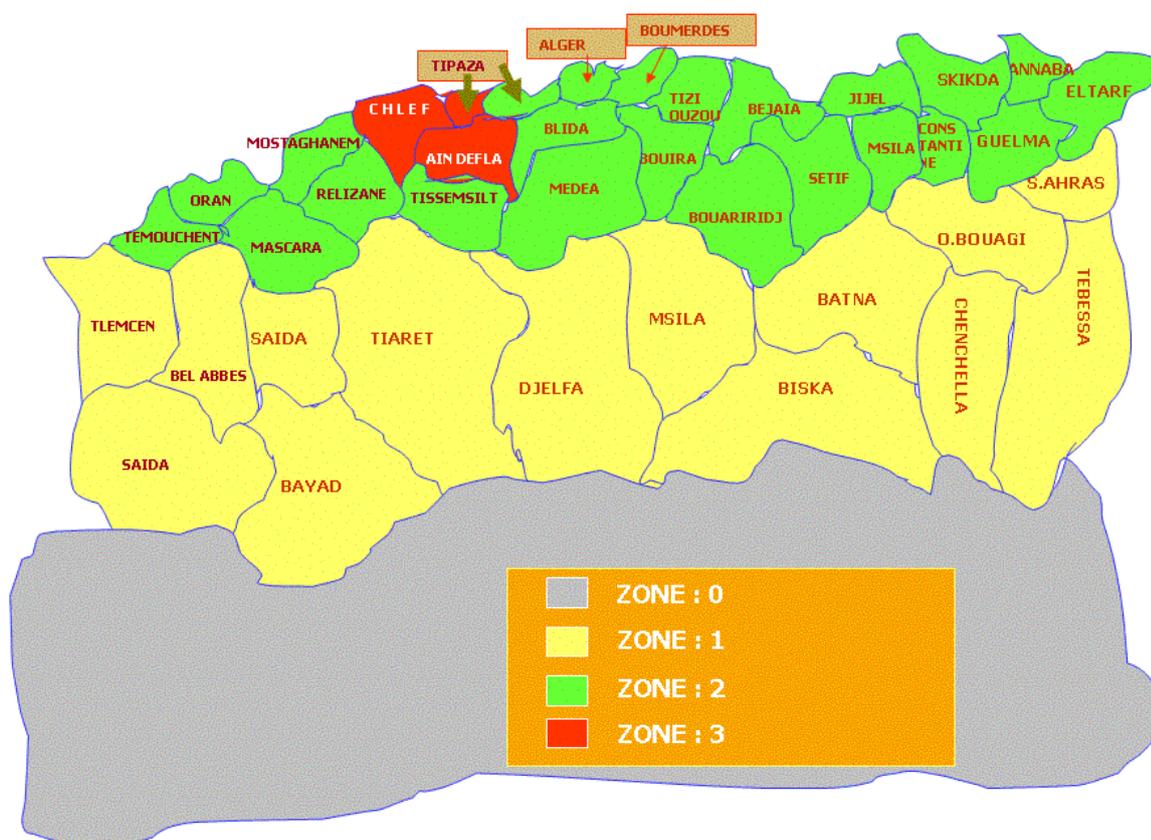


Fig. II. 2 carte des zones sismiques RPA 1999(ALGERIE) (CRAAG)

II.3.5. situation climatique :

L'étude de la climatologie est très importante car la connaissance de la pluviométrie, les températures, le taux d'humidité de l'air, le vent des jours de siroco et de gèle, nous permettent de bien dimensionner les collecteurs et les autres ouvrages.

II.3.5.1. climat :

Le climat et, surtout, la température influent sur la consommation d'eau.

En effet, lorsqu'il fait chaud, l'utilisation de piscines... augmente la consommation d'eau. Par ailleurs, durant l'hiver, certains consommateurs laissent couler l'eau du robinet pour éviter que des conduites mal isolés ou insuffisamment enfouies dans le sol ne gèlent, donc il est impérative de bien dimensionner les collecteurs et les autres ouvrages.

-le climat de TIPASA est de type méditerranéen à tendance subhumide comprenant deux saisons : l'un d'hiver s'étalant d'octobre à mars et l'autre d'été allant d'avril à septembre (c'est-à-dire que en hiver est doux et humide, et en été est chaud et sec).

II.3.5.2. Les températures :

La commune présente un climat méditerranéen doux avec quelques nuances continentales, les hivers sont doux et humides d'octobre à mars suivis d'une saison sèche et chaude .s'étendant entre mai et septembre.la température moyenne annuelle est de 18.1 c avec un minimum de 11.65 et un max de 24.4 atteint en mois d'Aout .

Le tableau I – 1 nous donne un aperçu sur la variation des températures moyennes durant l'année

Tab.II. 1 températures moyennes annuelles

Mois	Jan	Fev	Mars	Avr	Mai	Juin	Juillet	Aout	Sept	Oct	Nov	Dec
Max	15.6	16.8	19	20.9	28	25.2	28	28.3	27.1	23.5	19.5	19.2
Min	7.7	7.4	9.2	11.3	14.2	17.2	18.8	20.5	19	15.9	12.1	9.5
Moy	11.65	12.4	14.1	16.1	21.1	21.9	23.4	24.4	23.05	19.7	15.75	13.35

Source : ONM Juin 2012

II.3.5.3. Humidité :

La région d'étude est caractérisée par une forte humidité à l'exception de la période estivale, Les hivers sont doux et humides d'octobre à mars suivis d'une saison sèche et chaude s'étendant entre mai et sept

II.3.5.4. Les vents :

En hiver c'est la prédominance des vents d'ouest ils ont une direction ouest, nord-ouest. Le reste de l'année ils peuvent être très forts et dévastateurs comme la tempête qui a frappé la région en avril 1989.elle a une force qui est égale ou inférieure à 6,5 sur une échelle de 0à9 elle peut atteindre 100km/h tandis qu'en été les brises maritimes. Rafraichissantes n'arrivent pas à franchir les collines.

II.3.6. Pluviométrie :

L'étude des précipitations joue un très grand rôle, pour le choix du type de réseau d'assainissement à adopter. Elle nous donne aussi une idée sur la nécessité de projection des ouvrages spéciaux comme les déversoirs d'orages, ou encore des canaux pour eau pluviale servant de protection pour L'agglomération contre des inondations.

La ville de TIPASA est caractérisée par des précipitations annuelles variantes. Les pluies sont généralement irrégulières et surtout torrentielles. La sécheresse caractérise le

mois de Juin, Juillet, et Août, mais d'une année sur une autre elles peuvent être précoce (Mai) ou tardive (Octobre).

Tab.II. 2 pluviométrie de la région

Mois	Jan	Fev	Mars	Avril	Mai	Juin	Juillet	Aout	Sep	Oct	Nov	Dec
Max	191	247	118	240	72	108	5	38	89	152	222	222
Min	32	17	16	15	3	2	0.5	1	4	20.5	20	37
Moy	111	132	67	127.5	37.5	55	3	19.5	46.5	78.5	121	129

Source : (ANRH) Janvier 2013

II.3.7. Hydrographie :

Compte tenu de sa position géographique, la wilaya de Tipasa dispose d'un réseau hydrographique relativement important d'Est en Ouest,

Du point de vue hydrographique, Oued Mazafran est le principal cours d'eau existant qui prend sa source dans l'Atlas Tellien Est se jette dans la mer. La direction générale des écoulements d'eau est du Sud – Ouest vers le Nord - Est.

Oued Mazafran fait partie de l'ensemble dunaire séparant les Wilayas d'Alger et de Tipasa, qui prend naissance à la confluence des oueds Chiffa et Djer, traverse le massif du Sahel et la plaine de la Mitidja avant de se jeter dans la Méditerranée, au Nord - Est de Koléa.

Sur le plan administratif, l'Oued Mazafran est situé dans la Wilaya de Tipasa (de l'aval vers l'amont des communes de Douaouda et de Koléa), puis près de son embouchure, il constitue la limite entre cette Wilaya (Commune de Douaouda) et la Wilaya d'Alger (commune de zeralda) .

Calcul de base

III.1. Introduction :

Dans ce chapitre ; on va s'intéresser au calcul de base du réseau d'évacuation d'eaux usées et pluviales et de l'estimation du nombre d'habitants pour L'horizon 2042 , le choix du système de réseau et du schéma ; le nombre de sous bassins adoptés et le coefficient de ruissellement correspondant.

III.2. Situation démographique :

On peut estimer le nombre d'habitants pour des horizons futurs, en utilisant la loi des accroissements géométriques donnée par la relation suivante :

$$P_t = P_0 (1 + T)^N \quad \text{III.(1)}$$

Donc pour la commune de

1- Douaouda :

Avec :

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

P_0 : Nombre d'habitants à l'année de base 2012 ($P_0 =$ hab.).

T : taux d'accroissement égale 2,7% pour notre région (douaouda).

N : écart d'années entre les deux horizons (2012-2042) $N = 30$ ans.

Tab. III. 1 Répartition de la population à différents horizons de calcul

Horizon	2008	2012	2032	2042
Estimation	29220	32506	55382	72290

2- Fouka :

Avec :

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

P_0 : Nombre d'habitants à l'année de base 2012 ($P_0 =$ hab.).

T : taux d'accroissement égale 2,2% pour notre région (fouka).

N : écart d'années entre les deux horizons (2012-2042) $N = 30$ ans.

Tab. III. 2 Répartition de la population à différents horizons de calcul

Horizon	2008	2012	2032	2042
Estimation	57231	61464	110434	137282

3- Bouismail :

Avec :

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

P_0 : Nombre d'habitants à l'année de base 2012 ($P_0 =$ hab.).

T : taux d'accroissement égale 1.8% pour notre région (bouismail).

N : écart d'années entre les deux horizons (2012-2042) $N = 30$ ans.

Tab. . III. 3 Répartition de la population à différents horizons de calcul

Horizon	2008	2012	2032	2042
Estimation	49144	54671	78111	93366

4- Khemisti :

Avec :

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

P_0 : Nombre d'habitants à l'année de base 2012 ($P_0 =$ hab.).

T : taux d'accroissement égale 2,7% pour notre région (bouismail).

N : écart d'années entre les deux horizons (2012-2042) $N = 30$ ans.

Tab. III. 4 Répartition de la population à différents horizons de calcul

Horizon	2008	2012	2032	2042
Estimation	32079	35617	60682	79208

5- Bouharoun

Avec :

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

P_0 : Nombre d'habitants à l'année de base 2012 ($P_0 =$ hab.).

T : taux d'accroissement égale 2,65% pour notre région (Bouharoun).

N : écart d'années entre les deux horizons (2012-2042) N = 30 ans.

Tab. III. 5 Répartition de la population à différents horizons de calcul

Horizon	2008	2012	2032	2042
Estimation	27601	30646	51707	67165

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

En général, le bassin versant est un secteur géographique limité par les lignes de crête ou par les lignes de partage des eaux.

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

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

Pour notre projet ; le découpage de la zone à étudier se fait suivant la nature du sol et la densité des habitants. Les routes et voiries existantes ; les courbes de niveaux, ainsi que les pentes et les contres pentes.

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

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

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

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

- Système unitaire.
- Système séparatif.
- Système pseudo séparatif.

III.4.1. Systèmes fondamentaux :

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

➤ Système séparatif :

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

➤ Système unitaire :

L'évacuation de l'ensemble des eaux usées et pluviales est assurée par un seul réseau Généralement pourvu de déversoirs permettant en cas d'orage le rejet direct, par surverse. D'une partie des eaux dans le milieu naturel.

➤ Système mixte :

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

III.4.2. Système pseudo séparatif :

L'usage a prévalu de désigner sous ce vocable des réseaux séparatifs où le réseau d'eaux usées Peut recevoir certaines eaux pluviales provenant des propriétés riveraines.

III.4.3. Système composite :

C'est une variante du système séparatif qui prévoit, grâce à divers aménagements, une dérivation partielle des eaux les plus polluées du réseau pluvial vers le réseau d'eaux usées en Vue de leur traitement.

III.4.4. Systèmes spéciaux :

L'usage de ces systèmes n'est à envisager que dans les cas exceptionnels, On distingue

➤ Système sous pression sur la totalité du parcours :

Le réseau fonctionne en charge de façon permanente sur la totalité du parcours.

➤ Système sous dépression :

Le transport de l'effluent s'effectue par mise des canalisations en dépression.

III.5. Choix du système d'évacuation :

Les paramètres prépondérants pour le choix du système d'assainissement sont :

- L'aspect économique : une étude comparative de plusieurs variantes est nécessaire.
- Il faut tenir compte les conditions de rejet.
- S'il s'agit d'une extension du réseau, il faut tenir compte du système existant.
- La topographie du terrain naturel.

Remarque :

Dans notre travail nous avons opté pour le système unitaire.

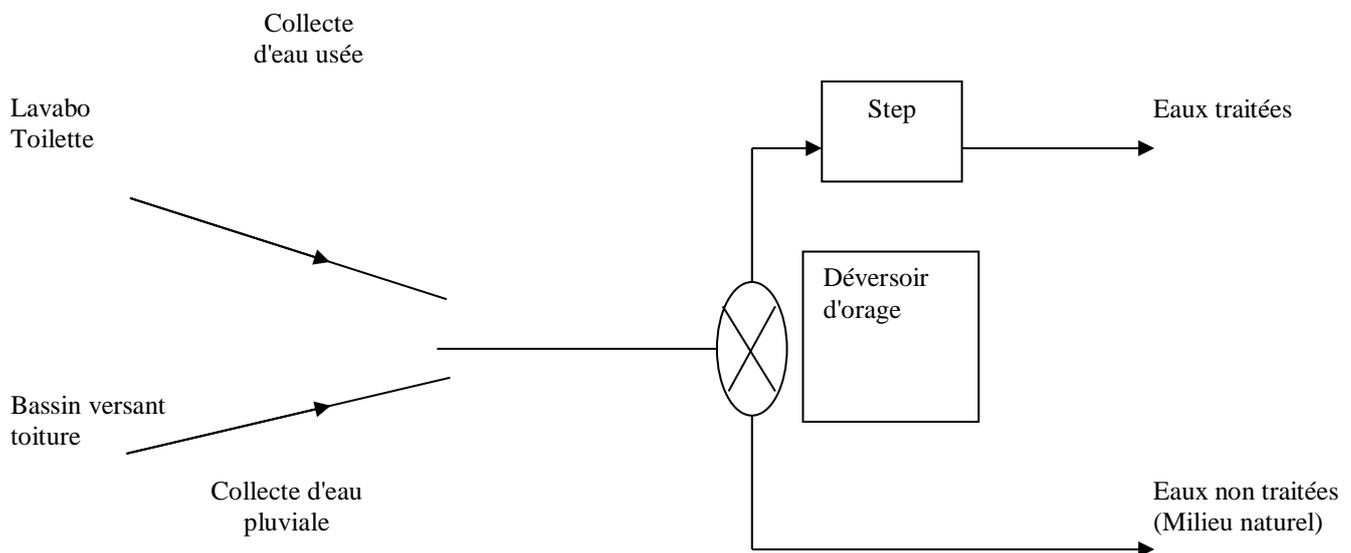


Fig. III. 1 Schéma principe d'un de réseau unitaire

III.6. Schémas d'évacuation :

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

III.6.1. Schéma perpendiculaire :

Ce schéma consiste à amener perpendiculairement à la rivière un certain nombre de collecteurs. Il ne permet pas la concentration des eaux vers un point unique d'épuration, il convient lorsque l'épuration n'est pas jugée nécessaire et aussi pour l'évacuation des eaux pluviales.

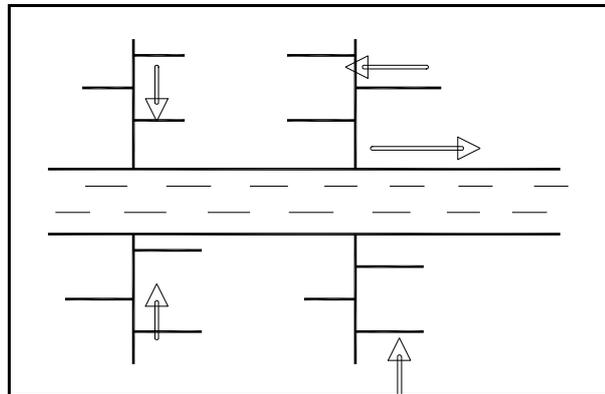


Fig. III. 2 Schéma perpendiculaire

III.6.2. Schéma par déplacement latéral :

On adopte ce type de schéma quand il y a obligation de traitement des eaux usées, ou toutes les eaux sont acheminées vers un seul point dans la mesure du possible.

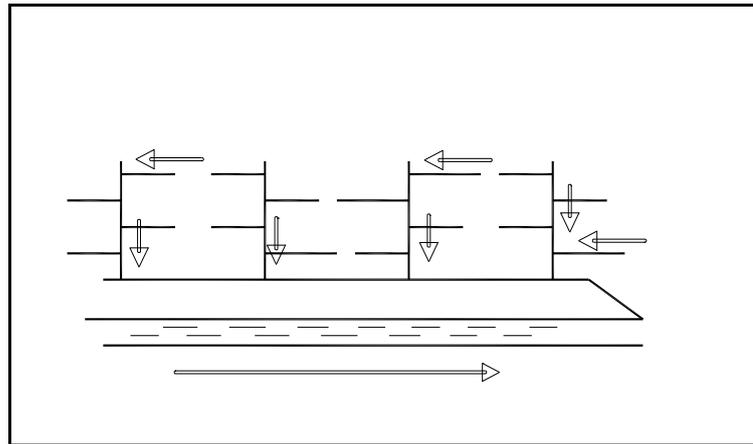


Fig . III 3 Schéma par déplacement latéral

III.6.3. Schéma à collecteur transversal ou oblique :

Ce schéma est tracé pour augmenter la pente du collecteur quand celle de la rivière n'est pas suffisante afin de profiter de la pente du terrain vers la rivière.

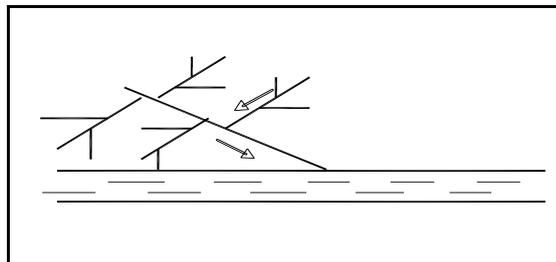


Fig. III. 4 Schéma à Collecteur Transversal ou Oblique

III.6.4. Schéma à collecteur étagé :

Lorsque notre agglomération est étendue et notre pente est assez faible, il est nécessaire d'effectuer l'assainissement à plusieurs niveaux.

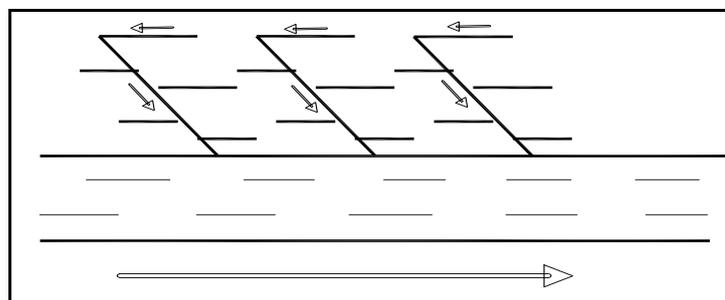


Fig. III. 5 Schéma à Collecteur Étagé

III.6.5. Schéma type radial :

Si notre agglomération est sur un terrain plat, il faut donner une pente aux collecteurs en faisant varier la profondeur de la tranchée, vers un bassin de collecte par la suite un relevage est nécessaire au niveau ou à partir du bassin vers la station d'épuration.

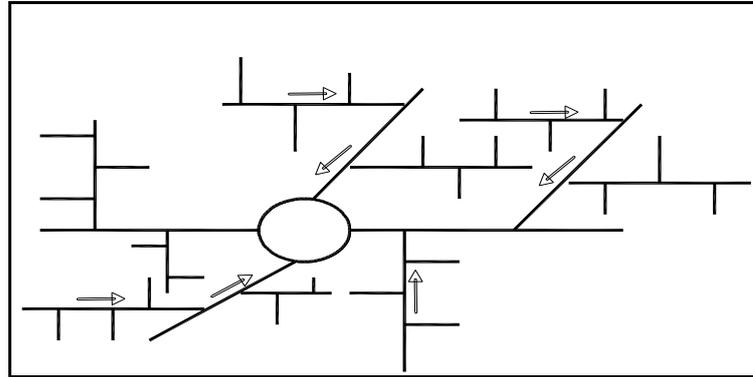


Fig. III. 6 schéma type radial

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

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

- **Techniques** : Topographiques (Topographie locale, régime des précipitations atmosphériques, nature du terrain, durée de temps sec qui est de l'ordre généralement de 4 heures selon certains chercheurs précédent le ruissellement, tracé des réseaux de la voirie urbaine, importance de l'imperméabilité des sols, répartitions de l'habitat, préservation des lieux habités contre les inondations.
- Liées à des objectifs de qualité, lorsque le pouvoir auto épurateur du milieu est limité.
- Economique (dépenses d'investissement et d'entretien, exploitation)
- Urbanisme (répartition des quartiers résidentiels, commerciaux et industriels)
- Politiques ou sociales (acceptation ou refus de transformer le système à un autre)
- Environnementales.
- Réduction des débits de pointe des eaux pluviales.
- Sensibilité d'une nappe qui exclut l'assainissement autonome.
- De proximité des réseaux voisins et leurs positions en profondeur (conduite d'alimentation en eaux potables, gaz, câbles électrique ou téléphoniques)

III.8. Choix du coefficient de ruissellement :

Le coefficient de ruissellement « Cr » sera pris égal au taux d'imperméabilisation. Si « A » est la surface totale du bassin versant, « A' » la superficie de surface revêtue

$$C = A' / A \quad \text{Avec } Cr \geq 0,2 \quad \text{III.(2)}$$

Car, en zone urbanisée, la surface de la voirie et des aires de service représente à elle seule Environ 20 % de la superficie de cette zone.

Ce coefficient a la possibilité de faire varier le débit d'eau pluviale du simple au double, c'est pour cela que lors du découpage des sous bassins il faut que ces derniers soient aussi homogènes que possible, pour minimiser les erreurs commises sur l'évaluation du coefficient de ruissellement.

Il dépend de plusieurs facteurs :

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

III.8.1. Coefficient de ruissellement pondéré dans le temps :

Dans le cas où la surface du bassin est formée de plusieurs aires élémentaires « Ai », auxquelles on affecte le coefficient de ruissellement « Cri », on calcule le coefficient de ruissellement pondéré par :

$$C_{rp} = \frac{\sum A_i * C_{ri}}{A} \quad \text{III.(3)}$$

Avec :

Ai : surface du sous bassin (ha).

A : surface totale en (ha).

Cri : coefficient de ruissellement partiel.

Crp : coefficient de ruissellement total pondéré.

i : numéro de sous bassin

III.8.2. Coefficient de ruissellement en fonction de la catégorie d'urbanisation :

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

Tab. III. 6 Coefficients de ruissellement en fonction de la catégorie d'urbanisation

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

III.8.3. Coefficient de ruissellement relatif à diverses surfaces :

Tab. III. 7 Coefficient de ruissellement en fonction de surface drainée

Surface	Coefficient de ruissellement
Chaussée en béton asphaltée	0.70 – 0.95
Chaussée en brique	0.70 – 0.85
Toiture	0.75 – 0.95
Terrain gazonné, sol sablonneux	
- Plat (pente < à 2 %).	0.05 – 0.10
- Pente moyenne de 2 à 7 %.	0.10 – 0.15
- Pente abrupte	0.15 – 0.20
Terrain gazonné, sol sablonneux	
- Plat (pente < à 2 %).	0.13 – 0.17
- Pente moyenne de 2 à 7 %.	0.18 – 0.22
- Pente abrupte	0.25 – 0.35
Entrée de garage en gravier	0.15 – 0.30

III.8.4. Coefficient de ruissellement en fonction de densité de la population :

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

Tab. III. 8 Coefficient de ruissellement en fonction de la densité de population

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

III.8.5. Coefficient de ruissellement en fonction de la catégorie d'urbanisation :

Tab. III. 9 Coefficients de ruissellement en fonction de la catégorie d'urbanisation

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

III.8.6. Coefficient de ruissellement en fonction de la zone d'influence :

Tab. III. 10 Coefficient de ruissellement en fonction de la zone d'influence

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

Remarque :

Pour le cas de notre projet, le coefficient de ruissellement est estimé en fonction des surfaces drainées en tenant compte de la densité des habitations.

III.9. Coefficient de ruissellement pour chaque sous bassin des différentes communes :

1. Douaouda :

N° Sous bassin	Aire (ha)	Cr
1	18	0.45
2	21	0.2
3	23	0.75

Ceci représente la partie de la commune qui est drainé vers la Step de Bousmail

2.Fouka :

N° Sous bassin	Aire (ha)	Cr
1	19.7	0.3
2	22.6	0.4
3	24	0.7
4	4.1	0.7
	4.2	0.2
	4.3	0.8

	4.4	18	0.6
	4.5	23.6	0.3
	4.6	29	0.9
	5	19	0.65

3. Bousmail :

N° Sous bassin		Aire (ha)	Cr
1		15.6	0.4
2	2.1	23.3	0.5
	2.2	9.3	0.6
	2.3	10.1	0.5
	2.4	9.7	0.85
	2.5	19.8	0.7
	2.6	25.7	0.55
3		18.2	0.65

4. Khemisti :

N° Sous bassin		Aire (ha)	Cr
1		30.6	0.65
2	2.1	21.2	0.65
	2.2	18.6	0.7
	2.3	20.4	0.85
	2.4	21	0.5
3		18.8	0.85
4		29	0.85
5		42.1	0.65
6		39.7	0.3
7		42	0.65
8		38.9	0.2

5. Bouharoun :

N° Sous bassin		Aire (ha)	Cr
1		15.5	0.85
2		18.78	0.65
3		29.55	0.6
4		29.7	0.35

Ceci représente uniquement une partie de la zone de Bouharoun , l'autre partie comporte de terrains vierges et aussi de terres agricoles .

III.9.1. Calcul du nombre d'habitants pour chaque sous bassin :

A défaut de connaître le nombre exact d'habitants de chaque sous bassins, on suit les étapes suivantes afin de pouvoir estimer ce dernier.

- On estime le coefficient de ruissellement de chaque sous bassin.
- On calcule le coefficient de ruissellement pondéré total.
- On calcule la densité partielle de chaque sous bassin.
- On déduit le nombre d'habitant dans chaque sous bassins.

III.9.2. Coefficient de ruissellement pondéré:

1. Douaouda :

$$C_{rp} = \frac{\sum A_i * C_{ri}}{A} = \frac{29.55}{62} = 0.47$$

$$C_{rp} = \mathbf{0,47}$$

2. Fouka :

$$C_{rp} = \frac{\sum A_i * C_{ri}}{A} = \frac{116.89}{211.6} = 0.55$$

$$C_{rp} = \mathbf{0,55}$$

3. Bousmail :

$$C_{rp} = \frac{\sum A_i * C_{ri}}{A} = \frac{189.52}{322.3} = 0.59$$

$$C_{rp} = \mathbf{0,59}$$

4. Khemisti :

$$C_{rp} = \frac{\sum A_i * C_{ri}}{A} = \frac{76.6}{131.7} = 0.58$$

$$C_{rp} = \mathbf{0,58}$$

5. Bouharoune :

$$Crp = \frac{\sum Ai * Cri}{A} = \frac{53.507}{93.53} = 0.57$$

$$Crp = 0.57$$

III.10. Calcul de la densité partielle

III.10.1. Calcul de la densité partielle de Douaouda :

$$Di = \frac{Cri.Pt}{Crp.A} \quad \text{III.(4)}$$

Avec :

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

Crp : coefficient de ruissellement total pondéré.

A : surface totale (ha) **A= 62**

Pt : nombre total d'habitants (hab) à l'horizon 2042 est de 72290

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

$$Pi = Di. Ai$$

Remarque : les résultats de calcul du nombre d'habitants de chaque sous bassins, sont portés dans le tableau IV.11

Tab. III. 11 nombre d'habitants de chaque sous bassins

N° : S-B	Surface A (ha)	Cri	Cri*A	Di	Nbre d'habitant
1	21	0.45	9.45	1117.3	23443
2	18	0.2	3.6	496.2	8931
3	23	0.75	17.25	1860.6	42793

III.10.2. Calcul de la densité partielle de Fouka :

$$D_i = \frac{C_{ri}.P_t}{C_{rp}.A} \quad \text{III.(5)}$$

Avec :

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

C_{rp} : coefficient de ruissellement total pondéré.

A : surface totale (ha) $A= 211.6$

P_t : nombre total d'habitants (hab) à l'horizon 2042 est de 137282

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

$$P_i = D_i. A_i \quad \text{III.(6)}$$

Remarque : les résultats de calcul du nombre d'habitants de chaque sous bassins, sont portés dans le tableau IV.12

Tab. III. 12 nombre d'habitants de chaque sous bassins

N° : S-B	Surface A (ha)	Cri	Cri*A	Di	Nbre d'habitant
1	19.7	0.3	5.91	353.9	6971
2	22.6	0.4	9.04	471.8	10664
3	24	0.7	16.8	825.7	19817
4	4.1	0.7	11.13	825.7	13129
	4.2	0.2	4.72	235.9	5568
	4.3	0.8	12.96	943.7	15288
	4.4	0.6	10.8	707.8	12740
	4.5	0.3	7.08	353.9	8352
	4.6	0.9	26.1	1061.6	30788
5	19	0.65	12.35	766.7	14568

III.10.3. Calcul de la densité partielle de Bousmail :

$$D_i = \frac{C_{ri}.P_t}{C_{rp}.A}$$

Avec :

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

C_{rp} : coefficient de ruissellement total pondéré.

A : surface totale (ha) $A= 322.3$

P_t : nombre total d'habitants (hab) à l'horizon 2042 est de 93366

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

$$P_i = D_i \cdot A_i$$

Remarque : les résultats de calcul du nombre d'habitants de chaque sous bassins, sont portés dans le tableau IV.13

Tab. III. 13 nombre d'habitants de chaque sous bassins

N° : S-B	Surface A (ha)	Cri	Cri*A	Di	Nbre d'habitant
1	30.6	0.65	19.89	319.1	9766
2	2.1	0.65	13.65	319.1	6702
	2.2	0.7	12.6	343.7	6187
	2.3	0.85	17	417.3	8347
	2.4	0.5	10.5	245.5	5155
3	18.82	0.85	16	417.3	7854
4	29.02	0.85	24.7	417.3	12111
5	42	0.65	27.3	319.1	13404
6	39	0.3	11.7	147.3	5745
7	42	0.65	27.3	319.1	13404
8	38.9	0.2	7.6	98.2	3820

III.10.4. Calcul de la densité partielle de Khemisti :

$$D_i = \frac{C_{ri} \cdot P_t}{C_{rp} \cdot A} \quad \text{III.(7)}$$

Avec :

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

Crp : coefficient de ruissellement total pondéré.

A : surface totale (ha) **A= 131.74**

Pt : nombre total d'habitants (hab) à l'horizon 2042 est de 79208

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

$$P_i = D_i \cdot A_i$$

Remarque : les résultats de calcul du nombre d'habitants de chaque sous bassins, sont portés dans le tableau IV.14

Tab. . III. 14 nombre d'habitants de chaque sous bassins

N° : S-B	Surface A (ha)	Cri	Cri*A	Di	Nbre d'habitant	
1	15.6	0.4	6.24	414.8	6471	
2	2.1	23.3	0.5	11.65	518.5	12080
	2.2	9.34	0.6	5.6	622.2	5811
	2.3	10.1	0.5	5.1	518.5	5237
	2.4	9.7	0.85	8.2	881.4	8550
	2.5	19.8	0.7	13.8	725.9	14372
2.6	25.7	0.55	14.14	570.3	14657	
3	18.2	0.65	11.83	674	12267	

III.10.5. Calcul de la densité partielle de Bouharoune :

$$D_i = \frac{C_{ri} \cdot P_t}{C_{rp} \cdot A} \quad \text{III.(8)}$$

Avec :

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

Crp : coefficient de ruissellement total pondéré.

A : surface totale (ha) **A= 93.53**

Pt : nombre total d'habitants (hab) à l'horizon 2042 est de 67165

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

$$P_i = D_i \cdot A_i$$

Remarque : les résultats de calcul du nombre d'habitants de chaque sous bassins, sont portés dans le tableau IV.15

Tab. III. 15 nombre d'habitants de chaque sous bassins

N° : S-B	Surface A (ha)	Cri	Cri*A	Di	Nbre d'habitant
1	15.5	0.85	13.18	1071.2	16604
2	18.78	0.65	12.2	819.2	15384
3	29.55	0.6	17.73	756.1	22344
4	29.7	0.35	10.4	441.1	13100

III.11. Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons passé en revue différents systèmes d'évacuation, et décidé du choix du système et du schéma d'évacuation à adopter et répartir les habitants par sous bassin afin de pouvoir faire un calcul hydraulique adéquat.

Remarque : On admettra pour la suite une répartition uniforme des habitants selon chaque commune

Evaluation des débits

IV.1. Introduction :

L'établissement des réseaux d'assainissement d'une agglomération doit répondre à deux objectifs principaux :

- l'évacuation correcte des eaux pluviales permettant :
 - d'empêcher la submersion des zones urbanisées.
 - d'éviter la stagnation de ces eaux particulièrement dans les points bas de l'agglomération.
- la collecte et l'évacuation des eaux usées de toutes natures (eaux vannes, eaux ménagères, eaux industrielles) en assurant leur transport, le plus rapidement possible, jusqu'au lieu de leur traitement (la station d'épuration).

IV.2. Evaluation des débits des eaux usées :

Le but principal de l'évaluation des débits des eaux usées à considérer dans l'étude des réseaux d'assainissement correspondent essentiellement :

- aux pointes des rejets qui conditionnent la détermination des sections des canalisations.
- aux flots minimaux actuels qui permettent d'apprécier les capacités d'auto curage des Canalisations.

IV.2.1. Nature des eaux usées à évacuer :

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

On distingue:

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

A. Les eaux usées d'origine domestique :

Les eaux usées d'origine domestique comprennent :

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

➤ **Qualité des eaux usées :**

Les eaux usées constituent un effluent pollué et nocif .leur étude doit s'effectuer sous le double point de vue physico-chimique et biologique,

➤ **Quantité à évacuer :**

La quantité des eaux à évacuer est, en seconde analyse, à considérer sous l'angle des débits qui conditionnent le calcul des sections des canalisations d'égout. A cet effet, il y a lieu de distinguer entre les réseaux urbains courants et ceux desservant les agglomérations d'un type particulier telles que cités, casernes, etc. Elle dépend des normes de consommation en eaux potable et qui à leur tour dépendent de, l'évaluation de la consommation actuelle.

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

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

B. Eaux des services publics :

Les eaux de lavage des espaces publics (cours, rue,...) sont évacuer vers le réseau par l'intermédiaire de puisard menu d'une grille. Les eaux usées des services publics : éducatifs, sanitaires, touristiques, administratifs et différents autres services d'utilité publique seront pris en compte avec les besoins domestiques

.C. Eaux usées industrielles :

Lors de l'évaluation des débits des eaux usées industrielles à prendre en compte pour la détermination du réseau il conviendra de distinguer :

- D'une part, les industries existantes dont l'évaluation des débits doit résulter des mesures « in situ ».
- Que certaines industries traitent directement leurs effluents permettant ainsi le rejet dans le milieu naturel ou dans le réseau pluvial.

IV.2.2. Estimation des débits des eaux usées :

L'évaluation de la quantité des eaux usées à évacuer quotidiennement s'effectuera à partir de la consommation d'eau par habitant.

L'évacuation quantitative des rejets est fonction du type de l'agglomération ainsi que le mode d'occupation du sol. Plus l'agglomération est urbanisée, plus la proportion d'eau rejetée est élevée. ^[3]

IV.2.3. Estimation des débits des eaux usées domestiques :

Pour calculer le débit des eaux usées à évacuer, nous prendrons comme base une dotation d'eau potable de 150 l/j hab. (Source A.P.C),

Nous considérons que les 80% de l'eau consommée sont rejetée comme eaux usées dans le réseau d'évacuation. ^[3]

IV.2.3.1. Evaluation du débit moyen journalier :

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

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

Avec:

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

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

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

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

IV.2.3.2. Evaluation du débit de pointe :

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

$$Q_{\text{pte}} = K_p \cdot Q_{\text{moyj}} \quad (\text{IV.2})$$

K_p : Coefficient de pointe, Ce coefficient de pointe peut être :

➤ **Calculé à partir du débit moyen journalier :**

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

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

Remarque :

Pour notre étude le coefficient de pointe k_p est calculé à partir du débit moyen journalier, selon la relation (IV-2)

Les débits d'eaux usées des équipements et les débits d'eaux usées de pointe sont respectivement illustrés dans le tableau N° IV.1 et le tableau N° IV.2

1 . Douaouda

Tab.IV. 1 Evaluation des débits des eaux usées des équipements pour douaouda

Type d'équipement	Unité de mesure	Surfaces, usagers	Dotation l/j.h ou l/j.m2	Qmoy (m ³ /j)	Qequi usée (m ³ /j)
Primaire	Elèves	2205	10	22.05	17.64
CEM	Elèves	1669	10	16.69	13.35
Lycée	Elèves	1000	10	10	8
Formation pro	Elèves	163	10	1.63	1.34
Salle de soin	m ²	1000	5	5	4
Mosquées	Fidèles	1500	5	7.5	6
Stade	m ²	5000	20	100	80
Biblio et maison de culture	Lecteurs	100	10	1	0.8

2 Fouka :

Tab. IV. 2 Evaluation des débits des eaux usées des équipements pour la commune de Fouka

Type d'équipement	Unité de mesure	Surfaces, usagers	Dotation l/j.h ou l/j.m2	Qmoy (m ³ /j)	Qequi usée (m ³ /j)
Primaire	Elèves	5041	10	50.41	40.33
CEM	Elèves	3380	10	33.80	27.04
Lycée	Elèves	2222	10	22.22	17.8
Formation pro	Elèves	152	10	1.52	1.22
Salle de soin	m ²	1150	5	5.75	4.6
Centre de santé	m ²	150	10	1.5	1.2
Mosquées	Fidèles	4500	5	22.5	18
Stade	m ²	15000	20	300	240
Biblio et maison de culture	Lecteurs	200	10	2	1.6

3 Bousmail :

Tab. IV. 3 Evaluation des débits des eaux usées des équipements pour la commuende Bouismail

Type d'équipement	Unité de mesure	Surfaces, usagers	Dotation l/j.h ou l/j.m2	Qmoy (m ³ /j)	Qequi usée (m ³ /j)
Primaire	Elèves	5309	10	53.09	42.48
CEM	Elèves	2688	10	26.88	21.5
Lycée	Elèves	8374	10	83.74	66.9
Formation pro	Elèves	401	10	4.01	3.2
Salle de soin	m ²	1500	5	7.5	6
Centre de santé	m ²	1000	10	10	8
Mosquées	Fidèles	4000	5	20	16
Stade (terrain de sport)	m ²	7500	20	150	120
Biblio et maison de culture	Lecteurs	500	10	5	4

La commune de Bousmail dispose d'une usine de papeterie qui admet un débit de rejet plus ou moins constant évaluée à 50 l/s .

4 khemisti :

Tab. IV. 4 Evaluation des débits des eaux usées des équipements pour la commune de Khemisti

Type d'équipement	Unité de mesure	Surfaces, usagers	Dotation l/j.h ou l/j.m2	Qmoy (m ³ /j)	Qequi usée (m ³ /j)
Primaire	m ²	10188	10	101.8	81.4
CEM	m ²	5040	10	50.4	40.32
Polyclinique	m ²	1500	10	15	12
Terrain de sport	m ²	6400	20	128	102.4
Mosquées	m ²	7200	5	36	28.8
Centre administratif	m ²	700	5	3.5	2.8
Poste	m ²	600	7.5	4.5	3.6

5 Bouharoun :

Tab. IV. 5 Evaluation des débits des eaux usées des équipements pour la commune de Bouharoune

Type d'équipement	Unité de mesure	Surfaces, usagers	Dotation l/j.h ou l/j.m2	Qmoy (m ³ /j)	Qequi usée (m ³ /j)
Primaire	Elèves	931	10	9.31	7.5
CEM	Elèves	240	10	2.4	1.92
Lycée	Elèves	600	10	6	4.8
Salle de soin	m ²	1000	5	5	4
Mosquées	Fidèles	2500	5	12.5	10
Stade (terrain de sport)	m ²	10000	20	200	160
Salle omnisport	m ²	5000	20	100	80

Tableau récapitulatif des débits équipements usées par chaque commune :

Tab.IV. 6 estimation des débits d'équipements en (l/s)

Nom de la commune	Q équipements usée (l/s)
Douaouda	1.52
Fouka	4.07
Bousmail	53.34
Khemisti	3.14
Bouharoun	3.10

On calcule donc les débits d'eaux usées de pointe en utilisant les formules cité ci-dessus , et on détermine le tableau suivant

Tab .IV.7 Tableau des débits d'eaux usées de pointe (m³/s)

Nom de la commune	Nbr d'habitant	Q moy j (l/s)	Q equip (l/s)	Kp	Qusée Pt (l/s)	Q total (m ³ /s)
Douaouda	72290	100.4	1.52	1.75	178.3	0.18
Fouka	137282	190.7	4.07	1.68	325.4	0.32
Bousmail	93366	129.7	53.34	1.72	314.8	0.31
Khemisti	79208	110	3.14	1.74	196.7	0.20
Bouharoun	67165	93.3	3.10	1.76	169.5	0.17

Remarque : nous avons considéré dans le chapitre précédent que la population était uniformément répartie sur toute la surface d'étude de chaque commune .

$$\text{les débits d'eau usée de pointe} = (\text{domest} + \text{equipe}) * Kp$$

IV.3. Conclusion :

La présente phase (évaluation des débits) a eu pour résultat la quantification des débits à évacuer pour chaque sous bassin, Ces débits incluent les débits d'eaux usées qui seront utilisées pour le calcul et le dimensionnement .

Diagnostic physique et hydraulique du système de refoulement

V.1. Fonctionnement du système d'assainissement existant (opérationnel)

Toutes les eaux usées domestiques et industrielles de la zone en question sont actuellement déversées vers le milieu naturel en différents points provoquant d'une part la dégradation des eaux de baignade et diminuant d'autre part la qualité des eaux brutes prises pour le dessalement.

Le système d'assainissement de chaque commune est indépendant, il aboutit directement vers le milieu naturel.

Une station d'épuration est en cours de réalisation à l'Est de la commune de Bousmail, elle devrait collecter l'ensemble de ces eaux usées pour les traiter avant qu'elles soient rejetées dans le milieu récepteur.

Les eaux usées des 05 communes sont actuellement rejetées vers la mer, certaines modifications ont été apportées sur le réseau existant pour diminuer le nombre de rejet et les faire concentrer en attendant l'achèvement des travaux de réalisation de la STEP.

Dès réception des ouvrages, ces rejets devront être éliminés après avoir procédé à leur raccordement vers les nouveaux intercepteurs longeant la côte et qui aboutissent vers la station d'épuration.

V.2. Fonctionnement du nouveau réseau de collecte des eaux usées

Afin d'acheminer les EU vers la STEP, la Direction des Ressources en Eau de la wilaya de Tipasa (maitre de l'ouvrage) et l'Office National de l'Assainissement (gestionnaire du réseau d'assainissement) ont réalisé un nouveau système de collecte reliant d'une part les communes de Bouharoun, Khemisti et Bousmail et d'autre part les commune de Douaouda et Fouka à la future STEP.

Des collecteurs de ceinture ont été réalisés au niveau de la zone basse de chaque commune pour intercepter les rejets. La majeure partie de ces collecteurs n'est pas encore opérationnelle du fait qu'ils aboutissent généralement vers des postes de pompage ou relevage. Comme on le vois dans la figure (V.1)



Fig.V. 1 réseau d'égouts

Le recours au pompage est inévitable vu la faible dénivelée que présente la partie basse de la zone d'étude.

La figure (V.2) nous illustre des Déversoirs d'orage sont implantés en amont de ces postes de pompage et au niveau de chaque rejet, les EU sont provisoirement évacuées vers la mer par le biais des conduites de décharge des déversoirs.



Fig. V. 2 Deversoir d'orage qui se situe à l'amont d'un poste de pompage

V.3. Diagnostic physique du système de relevage nouvellement réalisé :

V.3.1. Commune de Douaouda :

La commune de Douaouda se situe sur une ligne de crête partageant le relief en deux parties naturellement drainées vers Oued Mazafran du côté de Kolea et vers la mer du côté de Douaouda Marine.

La commune dispose de deux PR, l'un refoule ses eaux usées vers la STEP de Kolea et l'autre vers la future STEP de Bousmail en passant par le système de refoulement de Fouka.

V.3.1.1. Poste de relèvement « Douaouda Marine » (PR Dd 1)

Ce poste de relevage est composé de :

- la figure (V.3) nous illustre Un Deversoir d'orage avec une conduite de décharge vers la mer en DN 1000 en conservation du rejet actuel pour évacuer les eaux excédentaires.



Fig. V. 3 Un Deversoir d'orage avec une conduite de décharge

- Un dégrilleur mécanique, reliant l'ouvrage de réception au puisard

- la figure (V.4) nous illustre Un puisard équipé de trois pompes.



Fig. V. 4 piscard équipé de trois pompes

- la figure (V.5) nous illustre Une chambre de vannes



Fig. V. 5 Une chambre de vannes

- Un poste transformateur avec une puissance théorique estimé à 50 KVA.



Fig. V. 6 Un poste transformateur

V.3.1.2. Conduite de refoulement PR Dd1-PR Fk1 :

Il avait été prévu lors de l'étude du SDA du littoral Est, la mise en place d'une conduite de refoulement en DN 400mm le long de 2800 mètres.

V.3.2. commune de Fouka :

Les eaux usées de la commune de Fouka sont interceptées au niveau de Fouka Marine afin qu'elles soient évacuées vers la STEP de Bousmail via un système de pompage composé de deux PR :

V.3.2.1. Poste de relèvement « Fouka Marine 1» (PR Fk 1)

Ce poste de relevage est composé de :

- Un Deversoir d'orage avec une conduite de décharge en DN 600 vers la mer

- Un puisard équipé de trois pompes

- la figure (V.7) nous illustre Un dégrilleur mécanique situé entre l'ouvrage de réception et le puisard, permettant de piéger et racler les matières solides.



Fig. V. 7 dégrilleur mécanique

- la figure (V.8) nous illustre Une chambre de vannes



Fig. V. 8 chambre de vannes

- la figure (V.9) nous illustre Un poste transformateur avec une puissance de d'une puissance théorique de 200 KVA.



Fig. V. 9 Un poste transformateur

V.3.2.2. Conduite de refoulement PR Fk1-PR Fk2 :

Selon l'étude, la conduite mise en place devait être réalisée en DN 400 le long de 750 mètres. Les équipements de vidange et de dégazage n'ont pas été localisés, les regards comportant ces installations se trouvent éventuellement enterrés par les travaux d'aménagement de la voirie.

V.3.2.3. Poste de relèvement « Fouka Marine 2» (PR Fk 2)

Ce poste reçoit les eaux usées refoulées à partir du PR Fk1 en plus des eaux usées provenant de la zone ouest de la commune. Il est composé de :

- la figure (V.10) nous illustre Un Deversoir d'orage avec une conduite de décharge en DN 1000



Fig. V. 10 Deversoir d'orage avec une conduite de décharge

- la figure (V.11) nous illustre Un puisard équipé de trois pompes immergées :



Fig. V. 11 puisard équipé de trois pompes immergées

- la figure (V.12) nous illustre Un dégrilleur mécanique reliant le l'ouvrage de réception au puisard.



Fig. V. 12 dégrilleur mécanique

- la figure (V.13) nous illustre Une chambre de vannes



Fig. V. 13 chambre de vannes

- la figure (V.13) nous illustre Un poste transformateur avec une puissance théorique de 50 KVA.



Fig. V. 14 poste transformateur

V.3.2.4. Conduite de refoulement PR Fk2-STEP

La conduite de refoulement mise en place devant être réalisée en 600mm le long de 1750 mètres selon l'étude du SDA du littoral Est de la wilaya de Tipasa.

En parcourant le tracé de cette conduite aucun ouvrage de dégazage ou de vidange n'a été localisé par les techniciens de la SEAAL à l'exception d'une vanne de vidange localisée à 600 mètres du PR FK2 en allant vers le site de la STEP.

V.3.3. commune de Bousmail :

Bousmail dispose de deux postes de relèvement, l'un fonctionne en pompage et l'autre avec une vis d'Archimède

V.3.3.1. Poste de relèvement Bousmail2 (PR BS2) :

Ce PR refoule les EU provenant du PR BS1 en plus des deux collecteurs drainant la zone Est et le centre-ville de Bousmail vers la STEP.

Le PR est constitué de :

- la figure (V.15) nous illustre Un Deversoir d'orage avec une conduite de décharge vers la mer en DN 1000



Fig. V. 15 Deversoir d'orage avec une conduite de décharge

- la figure (V.16) nous illustre Un dégrilleur mécanique reliant le Deversoir d'orage au puisard



Fig. V. 16 Un dégrilleur mécanique

- la figure (V.17) nous illustre Un puisard équipé de trois pompes immergées



Fig. V. 17 Un puisard équipé de trois pompes immergées

- la figure (V.18) nous illustre Une chambre de vannes



Fig. V. 18 Une chambre de vannes

- la figure (V.19) nous illustre Un poste transformateur avec une puissance théorique de 400 KVA



Fig. V. 19 poste transformateur

Il est à signaler que la conduite de décharge du Deversoir d'orage est obstruée au niveau de son extrémité aval et n'est pas protégé contre la houle.

Le PR n'est pas équipé d'un groupe électrogène. Vue la faible hauteur de refoulement, le PR n'est pas équipé d'un anti-bélier. Néanmoins, des soupapes de décharge devraient être mises en place pour protéger les installations.

V.3.3.2. Conduite de refoulement PR BS2-STEP

Il est à signaler que l'étude du schéma directeur d'assainissement du littoral Est de la wilaya de Tipasa (réalisée en 2003) prévoyait la mise en place d'une conduite de refoulement en diamètre 600mm le long de 2100 mètres avec l'installation de 07 ventouses et 07 vidanges.

Les regards de visite comportant les vannes de vidange et les ventouses n'ont pas été localisés, ils ont été éventuellement enterrés par les divers aménagements réalisés.

Néanmoins, certains ouvrages situés près du site de la STEP ont été localisés dont leurs niveaux d'encrassement élevés n'a pas permis d'identifier la nature de ces ouvrages.



Fig. V. 20 ouvrages situés près du site de la STEP

V.3.3.3. Poste de relèvement Bousmail 1 (PR BS1) :

Ce poste de relèvement est situé à l'ouest de la ville de Bousmail, il est conçu pour recevoir les eaux usées en provenance du poste de relèvement de Khemisti SR-KH2 en plus des quartiers de l'ouest de la ville de Bousmail.

Ce PR fonctionne avec une seule vis d'Archimède qui est censée relever les EU de la partie ouest de la ville de Bousmail ainsi que celles du collecteur existant, à un niveau permettant un écoulement gravitaire vers l'autre PR de Bousmail BS2.

V.3.3.4. Conduite d'évacuation des eaux usées PR BS1-PR BS2

Cette partie du système fonctionne gravitairement, la conduite reliant le PR BS1 au PR BS2 est en diamètre 600mm.

L'état structurel de ces conduites n'a pas été identifié. Une inspection télévisée est fortement recommandée afin de s'assurer de leurs états et définir ensuite les actions à entreprendre.

V.3.4. commune de khemisti :

De même, la commune de Khemisti dispose de deux PR situés à Khemisti port

V.3.4.1. Poste de relèvement Khemisti Marine (PR KH 1) :

Il est conçu de manière à recevoir les eaux usées pompées par le PR BH2 en plus des quartiers se trouvant en amont du PR.

Le poste comporte :

- la figure (V.21) nous illustre Un dégrilleur manuel .



Fig. V. 21 Un dégrilleur manuel .

- la figure (V.22) nous illustre Un puisard équipé de trois emplacements de pompes (les pompes ne sont pas mises en place)



Fig. V. 22 puisard

- la figure (V.23) nous illustre Une chambre de vannes



Fig. V. 23 chambre de vannes

la figure (V.24) nous illustre Un poste transformateur avec une puissance théorique de de 50 KVA.



Fig. V. 24 poste transformateur

- la figure (V.25) nous illustre Le PR est équipé d'un anti-bélier.



Fig. V. 25 anti-bélier.

V.3.4.2. Conduite de refoulement PR KH1- PR KH2

L'étude SDA du littoral Est de Tipaza prévoyait également la mise en place d'une conduite de refoulement en diamètre 300mm sur 310 mètres de longueur le long de laquelle aucun ouvrage de vidange ou de dégazage n'a été localisé.

V.3.4.3. Poste de relèvement Khemisti Port (PR KH 2) :

Il est constitué également de :

- Un dérailleur mécanique reliant le Deversoir d'orage au puisard
- la figure (V.26) nous illustre Un puisard équipé de trois pompes immergées



Fig. V. 26 dérailleur mécanique reliant le Deversoir d'orage au puisard

- la figure (V.27) nous illustre Une chambre de vannes



Fig. V. 27 chambre de vannes

- la figure (V.28) nous illustre Un poste transformateur avec une puissance théorique de 120 KVA.



Fig. V. 28 poste transformateur

V.3.4.4. Conduite de refoulement PR KH2-PR BS1

Il avait été prévu lors de l'étude du SDA, la mise en place d'une conduite de refoulement en diamètre 500mm le long de 2850 mètres. Les équipements de vidange et de dégazage n'ont pas été identifiés lors des différentes sorties effectuées par les membres de la SEAAL .

V.3.5. commune de Bouharoun :

La commune de Bouharoun se situe à l'amont du système de refoulement ouest. Elle dispose de deux PR reliant Bouharoun à Khemisti .

V.3.5.1. Poste de relèvement Bouharoun (PR BH 2) :

Ce poste de relevage est composé de :

- la figure (V.29) nous illustre Un dégrilleur mécanique, reliant le l'ouvrage de réception au puisard permettant de piéger et racler les matières solides.



Fig. V. 29 dégrilleur mécanique

- la figure (V.30) nous illustre Un puisard équipé de trois pompes immergées



Fig. V. 30 puisard équipé de trois pompes immergées

la figure (V.31) nous illustre Une chambre de vannes



Fig. V. 31 chambre de vannes

la figure (V.32) nous illustre Un Deversoir d'orage situé à l'extérieur de la station avec une conduite de décharge vers la mer.



Fig. V. 32 Un Deversoir d'orage

La conduite de décharge du Deversoir d'orage se trouve à un niveau élevé par rapport au niveau de la mer permettant une bonne évacuation des eaux excédentaires.



Fig. V. 33 évacuation des eaux usées

-Un poste transformateur se trouvant en dehors du périmètre de la station avec une puissance théorique estimée à 100 KVA.



Fig. V. 34 poste transformateur

- la figure (V.35) nous illustre Une cuve de protection anti-bélier.



Fig. V. 35 cuve de protection anti-bélier

V.3.5.2. Conduite de refoulement PR BH 2-PR KH1

L'étude de la SDA préconisait la mise en place d'une conduite de refoulement en diamètre 300mm permettant l'évacuation des eaux usées vers le PR KH1 sur un linéaire de 2100 mètres.

Le long de cette distance, aucun ouvrage de vidange ou de dégazage n'a été localisé. Les regards de visite comportant ces équipements ont été enterrés par les travaux d'aménagement de la voirie.

V.3.5.3. Poste de relèvement Bouharoun « Port » (PR BH 1)

Ce poste de relevage est composé de :

- la figure (V.36) nous illustre Un dégrilleur manuel dont le câble de manutention n'est pas mis en place.



Fig. V. 36 dégrilleur manuel

- la figure (V.37) nous illustre Un puisard équipé de trois pompes immergées



Fig. V. 37 puisard équipé de trois pompes immergées

- la figure (V.38) nous illustre Une chambre de vannes.



Fig. V. 38 chambre de vannes

la figure (V.39) nous illustre Un poste transformateur d'une puissance théorique de estimé à 50 KVA.



Fig. V. 39 poste transformateur

- la figure (V.40) nous illustre Un Deversoir d'orage se trouvant à proximité du PR, sa conduite de décharge vers la mer est en DN 1000 en conservant le rejet actuel qui sera utilisé pour évacuer les eaux pluviales.



Fig. V. 40 Deversoir d'orage se trouvant à proximité du PR

- la figure (V.41) nous illustre Le PR est équipé d'un anti-bélier



Fig. V. 41 Poste PR

V.3.5.4. Conduite de refoulement PR BH1-PR BH2

De même, L'étude du SDA du littoral de l'Est de la Wilaya de Tipaza prévoyait la mise en place d'une conduite de refoulement en diamètre 300mm avec 550 mètres de longueur. Le long de cette distance, aucun ouvrage de dégazage ou de de vidange n'a été localisé lors de la visite effectuée par l'équipe de la SEAAL .

V.4. Diagnostic Hydraulique du système de relevage nouvellement réalisé

Tab. V. 1 Diagnostic hydraulique

Commune	Station	Nbr de pompe/vis	Diam Ref (mm)	Debit tot (l/s)	Débit par pompe (l/s)	HMT (m)	Volume Puisard M ³	Puissance transfo (KVA)	Long Ref (m)
Bouharoun	Pr Bh1	3p	300	90	30	15	16.2	50	550
	Pr Bh2	3p	300	120	40	35	21.6	100	2350
Khemisti	Pr Kh1	3p	300	120	40	15	21.6	100	310
	Pr Kh2	3p	500	270	90	25	48.6	200	2850
Bousmail	Pr Bs1	1 v			/				
	Pr Bs2	3p	600	595.91	200	35	108	400	2100
Fouka	Pr Fk1	3p	400	360	120	30	64.8	200	750
	Pr Fk2	3p	600	480	160	25	86.4	250	1800
Douaouda	Pr Dd1	3p	400	105.57	35.19	25	23.75	50	2800

Le tableau ci-dessus résume l'état du point de vu hydraulique du système de refoulement

V.5. conclusion :

Dans ce chapitre nous avons vue tous le système de refoulement incluant les postes de relevages ainsi que les conduites de refoulement dans leurs états actuel du point de vu physique et hydraulique .

Dimensionnement de la conduite de refoulement

VI.1. Introduction :

Généralement le dimensionnement de la conduite de refoulement est basé sur deux aspects qui sont liés entre eux, le premier aspect est un aspect technique et le deuxième est un aspect économique. Et dans cette partie du travail, nous examinerons les conditions dans lesquelles devra être établie cette conduite de point de vue les deux aspects.

VI.2. Choix du tracé

Le choix du tracé doit être fait en fonction de plusieurs critères topographiques et géologiques :

- Respecter les impératifs du profil en long avec le moins possible de sur profondeurs.
- Plan d'urbanisation (situation et importance des constructions).
- Doit être le plus court possible.
- Doit présenter le strict minimum de détours (ouvrages des singularités : traversée de rivières, routes importantes, chemin de fer etc...)
- Suivre les accotements des routes pour faciliter l'acheminement du matériel pendant la réalisation (terrassment) et la gestion (accès facile aux regards de visite).
- Eviter dans la mesure du possible la traversée des massifs boisés.

Certains terrains accidentés nous obligent à avoir un tracé où le refoulement sera du type mixte (refoulement – gravitaire). Dans ce cas nous devons toujours raccourcir le tronçon de refoulement s'il y a lieu

- Dans notre projet, on n'a pas plusieurs variantes du tracé. La seule possibilité c'est la ligne parallèle avec la conduite d'arrivée des eaux usées vers la station de relevage.

VI.3. Choix du matériau de la conduite

Le choix entre les différents types de matériaux des tuyaux est basé sur des critères techniques à savoir : le diamètre, la pression de service, les conditions de pose et sur des critères économiques qui englobent le prix, la fourniture et le transport. Le choix aussi doit répondre aux trois points :

- Résistance aux actions chimiques du sol.
- Bonne étanchéité (fuites d'eaux usées augmentant l'agressivité du terrain)
- Résistance aux actions mécaniques dues aux charges externes.

Pour notre projet on opte pour le matériau pour la partie de refoulement vers les tuyaux en PEHD et vers le PVC pour la partie gravitaire.

Les tuyaux en PEHD sont caractérisés par :

- La légèreté
- Bonne résistance aux contraintes (choc et écrasement)
- Eviter La corrosion.

VI.4. Diamètre économique de la conduite (Partie refoulement)

VI.4.1. Conditions économiques :

L'étude consiste à la détermination du diamètre économique des conduites de refoulements entre les différents postes de relevage.

Nous savons que les investissements sont proportionnels aux diamètres, mais l'énergie consommée pour un même débit avec des différents diamètres est inversement proportionnelle. Notre but consiste à la détermination du diamètre qui engendre le moins frais. Ce qu'on appelle le diamètre économique.

Il existe un diamètre résultant d'un compromis entre les deux paramètres :

- Les frais d'exploitation qui décroissent quand le diamètre augmente par suite de la diminution des pertes de charge
- Les frais d'amortissement de la conduite qui augmentent avec le diamètre de la canalisation.

VI.4.2. Calcul du diamètre :

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 approximatif est calculé par la formule de BONIN :

$$D = \sqrt{Q} \quad (\text{VI.1})$$

Où : D est le diamètre de la conduite en (m)
Q : est le débit véhiculé en (m³/s).

VI.4.3. Frais d'exploitation :

Il faut tout d'abord déterminer les pertes de charge engendrées dans les canalisations. Connaissant la hauteur géométrique, on peut déterminer les hauteurs manométriques totales (HMT) correspondantes à chaque diamètre

Les pertes de charge pour chaque diamètre seront calculées par la formule de Darcy-Weisbach :

$$\sum h_p = \frac{8\lambda L Q^2}{\pi^2 g D^5} \quad (\text{VI.2})$$

Le coefficient des pertes de charge λ est évalué par la formule :

$$\lambda = [1,14 - 0,86 \times \text{Ln}(\epsilon/\emptyset)]^2 \quad (\text{VI.3})$$

Où :

- rugosité de la conduite. ($\epsilon = 0.0002\text{m}$)
- \emptyset diamètre intérieur de la conduite.

$$\text{On a } F_{\text{exp}} = E_a \cdot e \quad (\text{VI.4})$$

F_{exp} : frais d'exploitation

E_a : énergie consommée annuellement par l'installation de pompage en (Kwh) donnée par :

$$E_a = P_t \cdot 24 \cdot 365$$

$$P_t = n \cdot p$$

p = puissance absorbée par l'installation de pompage, donnée par la formule suivante :

$$P_p = \frac{9,81 \cdot Q \cdot HMT}{\eta_p} \quad (\text{Kw}) \quad (\text{VI.5})$$

Q : le débit à refouler.

HMT : la hauteur manométrique totale.

η_p : le Rendement de pompage (0.83)

Pour le prix (e) d'un kWh est donné dans le tableau suivant :

Tab VI. 1 prix d'un Kwh

Intervalle de temps	Prix unitaire (kWh)
06 – 17 h	1.34 DA
17 – 21 h	6.06 DA
21 – 06 h	0.74 DA

Source : bureau d'étude technique Engineering de l'hydraulique et de l'environnement E.H.E

Et puisque notre station va fonctionner 24/24 h on prend la moyenne, et alors :

$$e = (11 \times 1.34 + 4 \times 6.06 + 9 \times 0.74) / 24 = 1.90.$$

e = 1.90 DA kWh

Le diamètre approximatif est calculé par la formule de BONIN :

$$D = \sqrt[3]{Q}$$

Où : D est le diamètre de la conduite en (m)

Q : est le débit véhiculé en (m³/s).

VI.4.4. Frais d'amortissement :

Les frais d'amortissement augmentent avec le diamètre de la canalisation, on doit tenir compte de l'annuité (A) d'amortissement, qui amortit un capital investi au taux (i) pour une période en principe égale à la durée de vie du matériel (conduite) qui est égale à 30 ans.

$$A = \frac{i}{(i+1)^n - 1} + i \quad (\text{VI.6})$$

i : taux d'annuité (8 à 12 % en Algérie) en fonction du type d'investissement.

n : nombre d'année d'amortissement n = 30 ans

$$A = \frac{0.08}{(0.08 + 1)^{30} - 1} + 0.08 = 0.088827$$

VI.4.5. PR 2 Douaouda – PR FOUKA 2

Frais d'exploitations :

Le débit total : $Q = 0.18 \text{ m}^3/\text{s}$.

En appliquant la formule de BONIN : on trouve :

$$D = 0.42 \text{ m,}$$

En appliquant la formule de BRESSE on trouve :

$$D = 0.61 \text{ m}$$

L'utilisation simultanée de ces deux formules fournit l'intervalle des diamètres optimaux suivant [300 , 400 , 500 , 600].

on donne les résultats dans les tableaux suivants :

Tab VI. 2 HMT en fct du diamètre

diamètre (m)	Longueur (m)	débit (l/s)	vitesse (m/s)	Re	λ	Dh linéaire (m)	Dh totale (m)	Hg (m)	HMT (m)
0.3	2800	180	2.55	764331.2	0.0586	204.553	235.237	13	248.24
0.4			1.43	573248.4	0.0557	49.209	56.590		69.59
0.5			0.92	458598.7	0.0536	16.311	18.758		31.76
0.6			0.64	382165.6	0.0519	6.620	7.613		20.61

Tab VI. 3 F d'exploitations en fct du diamètre

diamètre (m)	débit (l/s)	HMT (m)	puissance (KW)	prix unitaire (Da)	consommation annuel	frais d'exploitation (DA)
0.3	180	248.24	438.34	1.9	3839823.54	7295664.7
0.4		69.59	122.88		1076447.94	2045251.1
0.5		31.76	56.08		491238.40	933353.0
0.6		20.61	36.40		318857.68	605829.6

Frais d'amortissement :

Les frais d'amortissement correspondant aux différents diamètres sont présentés dans le tableau :

Tab VI. 4 F.amortissement en fct du diamètre

diamètre (m)	prix ML (DA)	Longueur (m)	prix canalisation (DA)	Amortissement (DA)
0.3	5922.77	2800	16583756	1462687.27
0.4	9503.21		26608988	2346912.74
0.5	14117.92		39530176	3486561.52
0.6	22358.7		62604360	5521704.55

Bilan des couts

Le coût total est calculé par la formule suivante : $Ct = F_{exp} + F_{am}$

Tab VI. 5 Bilan des couts en fct des diamètre

diamètre (m)	Frais d'exploitation (DA)	Frais d'amortissement (DA)	Bilan (DA)
0.3	7295664.73	1462687.27	8758352.01
0.4	2045251.07	2346912.74	4392163.81
0.5	933352.95	3486561.52	4419914.47
0.6	605829.60	5521704.55	6127534.15

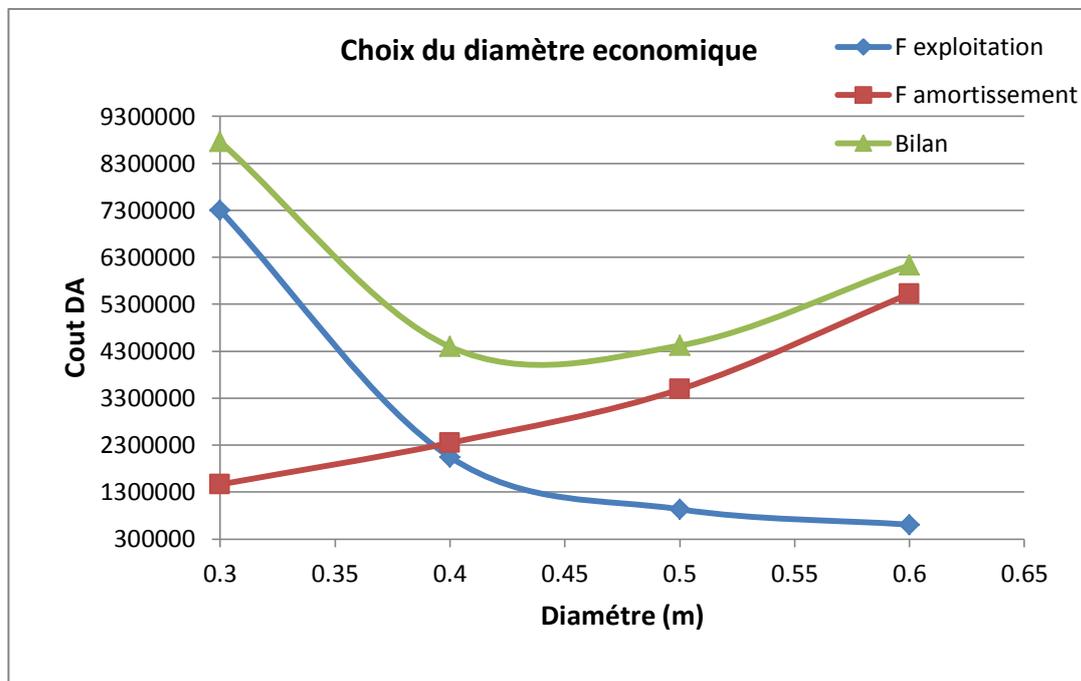


Fig VI. 1 Choix du diamètre économique

Conclusion :

On optera pour un diamètre extérieur de 500 mm

Remarque : l'étude du diamètre économique nous détermine le diamètre intérieur

VI.4.6. PR FOUKA 1 – PR FOUKA 2**Frais d'exploitations :**

Le débit total : $Q = 0.18 \text{ m}^3/\text{s}$.

En appliquant la formule de BONIN : on trouve :

$$D = 0.42 \text{ m,}$$

En appliquant la formule de BRESSE on trouve :

$$D = 0.61 \text{ m}$$

L'utilisation simultanée de ces deux formules fournit l'intervalle des diamètres optimaux suivant [300 , 400 , 500 , 600].

on donne les résultats dans les tableaux suivants :

Tab VI. 6 HMT en fct des diamètres

diamètre (m)	Longueur (m)	débit (l/s)	vitesse (m/s)	Re	λ	Dh linéaire (m)	Dh totale	Hg (m)	HMT (m)
0.3	520	180	2.55	764331.2	0.0586	37.98	43.68	14	57.69
0.4			1.43	573248.4	0.0557	9.13	10.51		24.51
0.5			0.92	458598.7	0.0536	3.02	3.48		17.48
0.6			0.64	382165.6	0.0519	1.23	1.41		15.41

Tab VI. 7 F d'exploitation en fct des diamètres

diamètre (m)	Débit (l/s)	HMT (m)	puissance (KW)	prix unitaire (Da)	consommation annuel	frais d'exploitation (DA)
0.3	180	57.69	101.86	1.9	892322.64	1695413.0
0.4		24.51	43.28		379124.31	720336.2
0.5		17.48	30.87		270442.54	513840.8
0.6		15.41	27.22		238428.98	453015.1

Frais d'amortissement :

Les frais d'amortissement correspondant aux différents diamètres sont présentés dans le tableau :

Tab VI. 8 F d'amortissement en fct des diamètres

diamètre (m)	prix ML (DA)	longueur (m)	prix canalisation (DA)	amortissement (DA)
0.3	5922.77	520	3079840.4	271641.92
0.4	9503.21		4941669.2	435855.22
0.5	14117.92		7341318.4	647504.28
0.6	22358.7		11626524	1025459.41

Bilan des couts

Le coût total est calculé par la formule suivante : $C_t = F_{exp} + F_{am}$

Tab VI. 9 Bilan des couts en fct des diamètres

diamètre (m)	Frais d'exploitation (DA)	Frais d'amortissement (DA)	Bilan (DA)
0.3	1695413.02	271641.92	1967054.94
0.4	720336.19	435855.22	1156191.42
0.5	513840.83	647504.28	1161345.11
0.6	453015.06	1025459.4	1478474.48

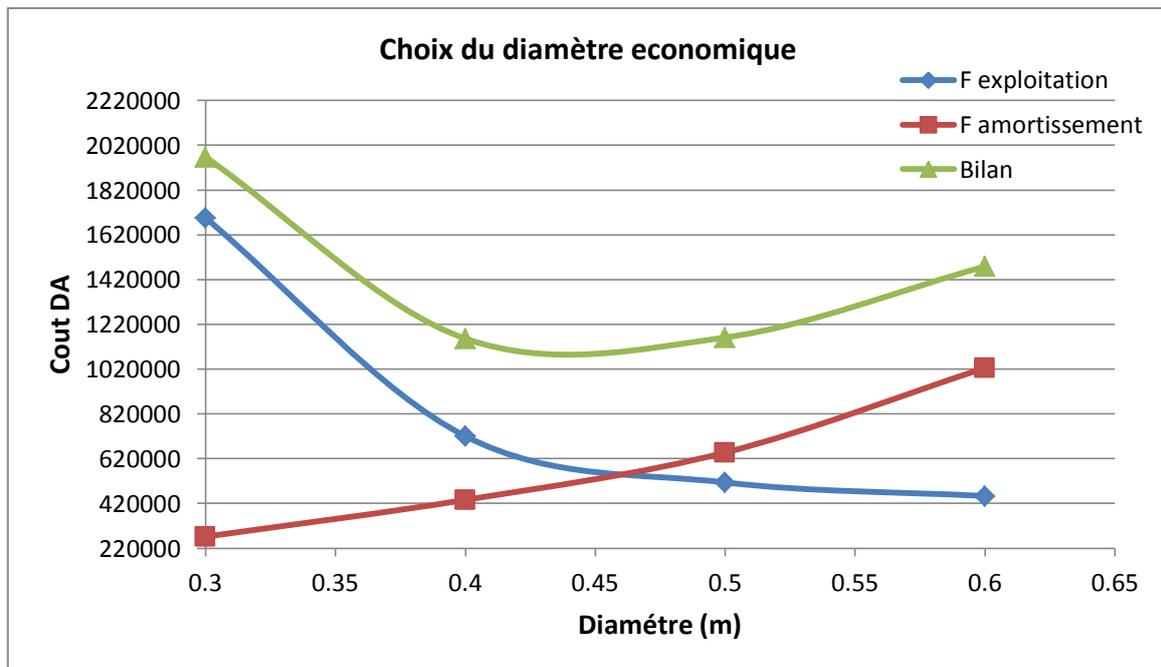


Fig VI. 2 Choix du diamètre économique

Conclusion :

On optera pour un diamètre extérieur de 500 mm

Remarque : l'étude du diamètre économique nous détermine le diamètre intérieur

VI.4.7. PR FOUKA 2 – STEP**Frais d'exploitations :**

Le débit total : $Q = 0.5 \text{ m}^3/\text{s}$.

En appliquant la formule de BONIN : on trouve :

$$D = 0.7 \text{ m}$$

L'utilisation simultanée de ces deux formules fournit l'intervalle des diamètres optimaux suivant [500 , 630, 700 , 800 , 900].

on donne les résultats dans les tableaux suivants :

Tab VI. 10 HMT en fct des diamètres

diamètre (m)	Longueur (m)	débit (l/s)	vitesse (m/s)	Re	λ	Dh linéaire (m)	Dh totale	Hg (m)	HMT (m)
0.5	1800	500	2.55	1273885.4	0.0536	63.96	73.55	5	78.56
0.63			1.60	1011020.1	0.0515	20.39	23.45		28.46
0.7			1.30	909918.1	0.0506	12.11	13.93		18.94
0.8			1.00	796178.3	0.0495	6.26	7.20		12.20
0.9			0.79	707714.1	0.0485	3.50	4.02		9.03

Tab VI. 11 F d'exploitation en fct des diamètres

diamètre (m)	débit (l/s)	HMT (m)	puissance (KW)	prix unitaire (Da)	consommation annuel	frais d'exploitation
0.5	500	78.56	385.33	1.9	3375498.89	6413447.9
0.63		28.46	139.59		1222765.49	2323254.4
0.7		18.94	92.88		813611.55	1545861.9
0.8		12.20	59.86		524381.91	996325.6
0.9		9.03	44.27		387845.55	736906.5

Frais d'amortissement :

Les frais d'amortissement correspondant aux différents diamètres sont présentés dans le tableau :

Tab VI. 12 F d'amortissement en fct des diamètres

diamètre (m)	prix ML (DA)	longueur (m)	prix canalisation (DA)	amortissement (DA)
0.5	14117.92	1800	25412256	2241360.97
0.63	22358.70		40245660	3549667.21
0.7	32480.90		58465620	5156667.68
0.8	41524.32		74743776	6592401.04
0.9	50768.83		91383894	8060059.45

Bilan des couts

Le coût total est calculé par la formule suivante : $C_t = F_{exp} + F_{am}$

Tab VI. 13 Bilan des couts

diamètre (m)	Frais d'exploitation (DA)	Frais d'amortissement (DA)	Bilan (DA)
0.5	6413447.88	2241360.97	8654808.86
0.63	2323254.42	3549667.21	5872921.63
0.7	1545861.94	5156667.68	6702529.62
0.8	996325.62	6592401.04	7588726.66
0.9	736906.53	8060059.45	8796965.98

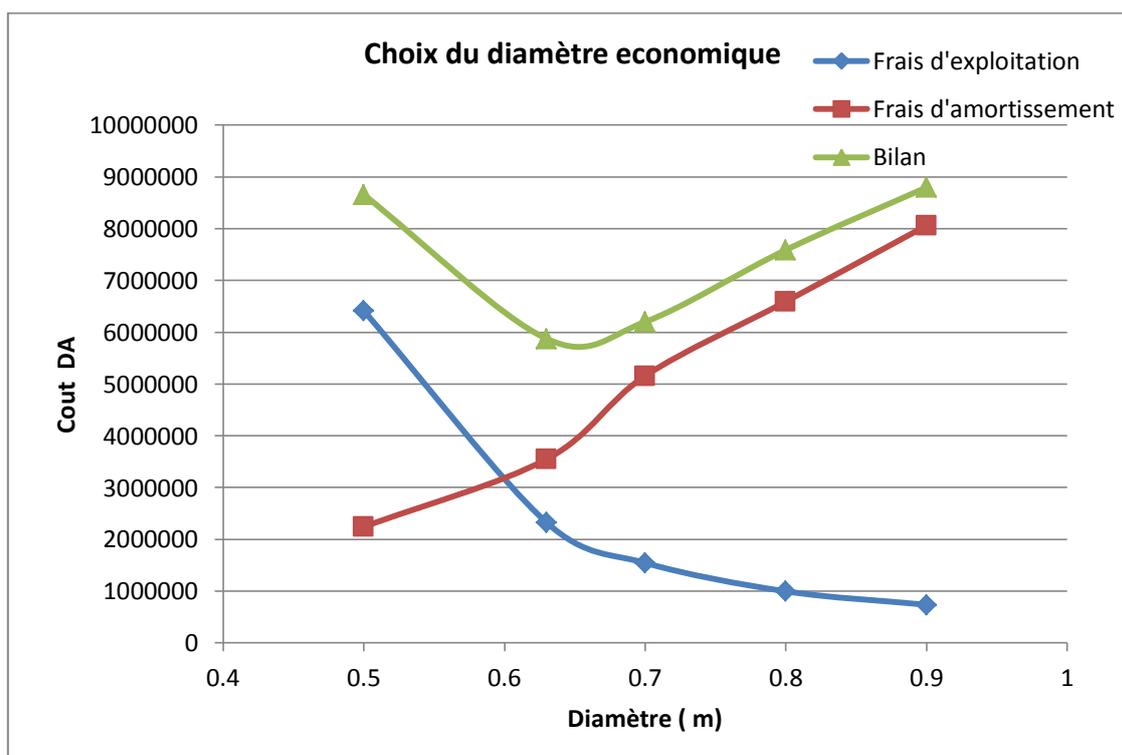


Fig VI. 3 Choix du diamètre économique

Conclusion :

On optera pour un diamètre extérieur de 700 mm

Remarque : l'étude du diamètre économique nous détermine le diamètre intérieur

VI.4.8. PR BOUHAROUNE 1 - PR BOUHAROUNE 2**Frais d'exploitations :**

Le débit total : $Q = 0.125 \text{ m}^3/\text{s}$.

En appliquant la formule de BONIN : on trouve :

$$D = 0.35 \text{ m}$$

En appliquant la formule de BRESSE on trouve :

$$D = 0.53 \text{ m}$$

L'utilisation simultanée de ces deux formules fournit l'intervalle des diamètres optimaux suivant [200 , 250, 300 , 400 , 500 , 630].

on donne les résultats dans les tableaux suivants :

Tab VI. 14 HMT en fct des diamètres

diamètre (m)	longueur (m)	débit (l/s)	vitesse (m/s)	Re	λ	Dh linéaire (m)	Dh totale	Hg (m)	HMT (m)
0.2	550	125	3.98	796178.3	0.0632	157.331	180.93	3	183.93
0.25			2.55	636942.7	0.0606	52.019	59.82		62.82
0.3			1.77	530785.6	0.0586	21.072	24.23		27.23
0.4			1.00	398089.2	0.0557	5.069	5.83		8.83
0.5			0.64	318471.3	0.0536	1.680	1.93		4.93
0.6			0.44	265392.8	0.0519	0.682	0.78		3.78

Tab VI. 15 F d'exploitations en fct des diamètres

diamètre (m)	débit (l/s)	HMT (m)	puissance (KW)	prix unitaire (Da)	consomation annuel	frais d'exploitation (DA)
0.2	125	183.93	225.55	1.9	1975776.73	3753975.8
0.25		62.82	77.04		674827.42	1282172.1
0.3		27.23	33.39		292535.87	555818.2
0.4		8.83	10.83		94847.80	180210.8
0.5		4.93	6.05		52982.72	100667.2
0.6		3.78	4.64		40650.84	77236.6

Frais d'amortissement :

Les frais d'amortissement correspondant aux différents diamètres sont présentés dans le tableau :

Tab VI. 16 F d'amortissement en fct des diamètres

diamètre (m)	prix ML (DA)	longueur (m)	prix canalisation (DA)	amortissement (DA)
0.2	2392.53	550	1315891.5	143195.31
0.25	3714.28		2042854	222303.37
0.3	5922.77		3257523.5	354483.71
0.4	9503.21		5226765.5	568776.62
0.5	14117.92		7764856	844971.63
0.6	22358.7		12297285	1338190.55

Bilan des couts

Le coût total est calculé par la formule suivante : $Ct = F_{exp} + F_{am}$

Tab VI. 17 Bilan des couts

diamètre (m)	Frais d'exploitation(DA)	Frais d'amortissement (DA)	Bilan (DA)
0.2	3753975.79	143195.31	3897171.11
0.25	1282172.10	222303.37	1504475.47
0.3	555818.16	354483.70	910301.86
0.4	180210.82	568776.62	748987.44
0.5	100667.16	844971.62	945638.79
0.6	77236.59	1338190.55	1415427.14

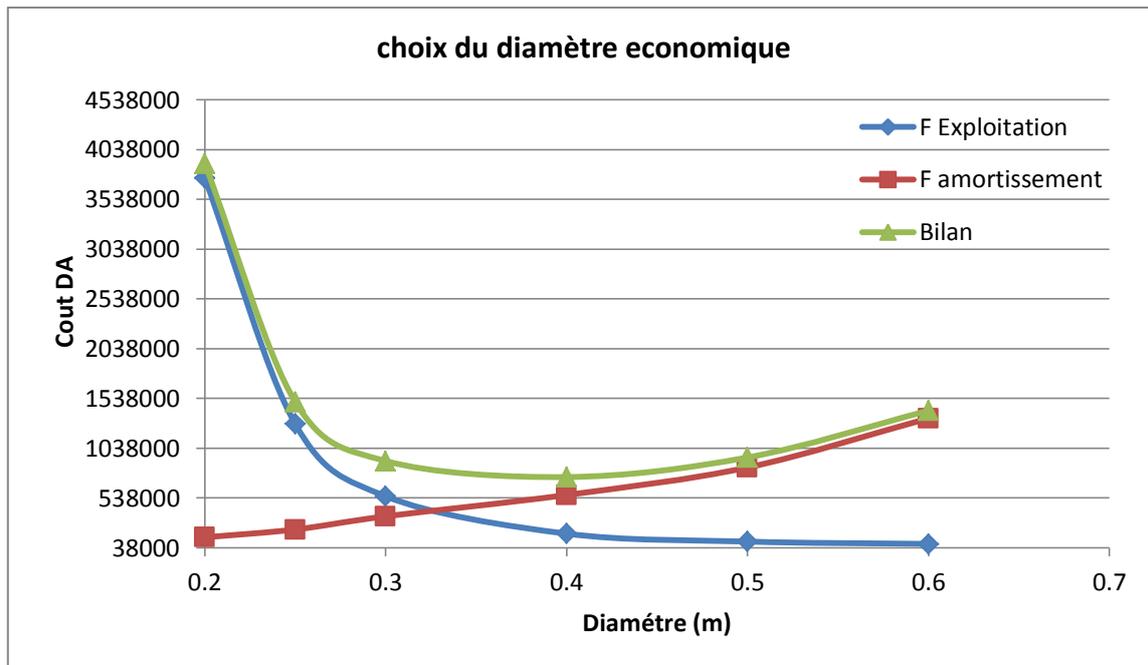


Fig VI. 4 Choix du diamètre économique

Conclusion :

On optera pour un diamètre extérieur de 500 mm

Remarque : l'étude du diamètre économique nous détermine le diamètre intérieur

VI.4.9. PR BOUHAROUNE 2 – PR KHEMISTI 2

Frais d'exploitations :

Le débit total : $Q = 0.17 \text{ m}^3/\text{s}$.

En appliquant la formule de BONIN : on trouve :

$$D = 0.41 \text{ m}$$

En appliquant la formule de BRESSE on trouve :

$$D = 0.61 \text{ m}$$

L'utilisation simultanée de ces deux formules fournit l'intervalle des diamètres optimaux suivant [300 , 400, 500 , 600 ,]

on donne les résultats dans les tableaux suivants :

Tab VI. 18 HMT en fct des diamètres

diamètre (m)	longueur	Débit (l/s)	vitesse (m/s)	Re	λ	Dh linéaire (m)	Dh totale	Hg (m)	HMT (m)
0.3	2000	170	2.41	721868.4	0.0586	132.051	151.858	13	164.86
0.4			1.35	541401.3	0.0557	31.767	36.532		49.53
0.5			0.87	433121.0	0.0536	10.530	12.109		25.11
0.6			0.60	360934.2	0.0519	4.274	4.915		17.91

Tab VI. 19 F d'exploitations en fct des diamètres

diamètre (m)	débit (l/s)	HMT (m)	Puissance (KW)	prix unitaire (Da)	consommation annuel	frais d'exploitation (DA)
0.3	170	164.86	274.93	1.9	2408425.55	4576008.5
0.4		49.53	82.60		723617.00	1374872.3
0.5		25.11	41.87		366819.31	696956.7
0.6		17.91	29.88		261720.14	497268.3

Frais d'amortissement :

Les frais d'amortissement correspondant aux différents diamètres sont présentés dans le tableau :

Tab VI. 20 F d'amortissement en fct des diamètres

diamètre (m)	prix ML (DA)	longueur (m)	prix canalisation (DA)	amortissement (DA)
0.3	5922.77	2000	11845540	1044776.62
0.4	9503.21		19006420	1676366.24
0.5	14117.92		28235840	2490401.08
0.6	22358.7		44717400	3944074.68

Bilan des couts :

Le coût total est calculé par la formule suivante : $Ct = F_{exp} + F_{am}$

Tab VI. 21 Bilan des couts

diamètre (m)	Frais d'exploitation (DA)	Frais d'amortissement (DA)	Bilan (DA)
0.3	4576008.55	1044776.62	5620785.17
0.4	1374872.31	1676366.24	3051238.55
0.5	696956.69	2490401.08	3187357.78
0.6	497268.26	3944074.68	4441342.94

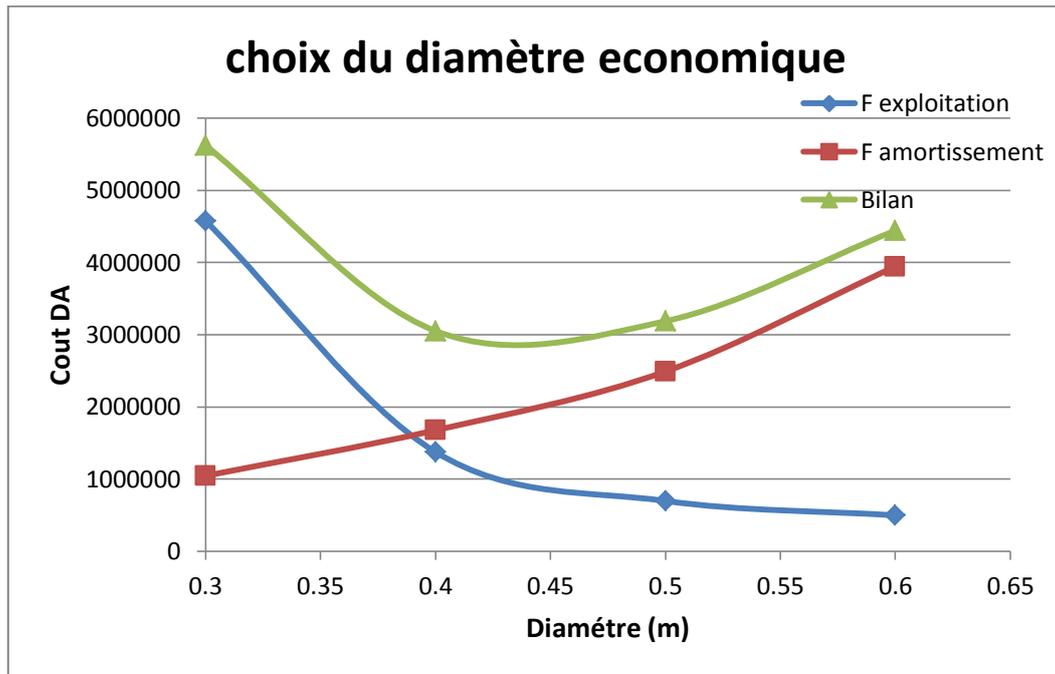


Fig VI. 5 Choix du diamètre économique

Conclusion :

On optera pour un diamètre extérieur de 500 mm

Remarque : l'étude du diamètre économique nous détermine le diamètre intérieur

VI.4.10. PR KHEMISTI 1 – PR KHEMISTI 2

Frais d'exploitations :

Le débit total : $Q = 0.2 \text{ m}^3/\text{s}$.

En appliquant la formule de BONIN : on trouve :

$$D = 0.44 \text{ m}$$

En appliquant la formule de BRESSE on trouve :

$$D = 0.67 \text{ m}$$

L'utilisation simultanée de ces deux formules fournit l'intervalle des diamètres optimaux suivant [300 , 400 , 500 , 600 ,]

on donne les résultats dans les tableaux suivants :

Tab VI. 22 HMT en fct des diamètres

diamètre (m)	longueur	débit (l/s)	vitesse (m/s)	Re	λ	Dh linéaire (m)	Dh totale	Hg (m)	HMT
0.3	280	200	2.83	849256.9	0.0586	24.649	28.346	1	29.35
0.4			1.59	636942.7	0.0557	5.930	6.819		7.82
0.5			1.02	509554.1	0.0536	1.965	2.260		3.26
0.63			0.64	404408.0	0.0515	0.627	0.721		1.72

Tab VI. 23 F d'exploitations en fct des diamètres

Diamètre (m)	débit (l/s)	HMT (m)	puissance (KW)	prix unitaire (Da)	consomation annuel	frais d'exploitation (DA)
0.3	200	29.35	57.58	1.9	504377.37	958317.0
0.4		7.82	15.34		134388.92	255338.9
0.5		3.26	6.40		56035.19	106466.9
0.63		1.92	3.76		32955.13	62614.8

Frais d'amortissement :

Les frais d'amortissement correspondant aux différents diamètres sont présentés dans le tableau :

Tab VI. 24 F d'amortissement en fct des couts

diamètre (m)	prix ML (DA)	longueur (m)	prix canalisation (DA)	Amortissement (DA)
0.3	5922.77	280	1658375.6	146268.73
0.4	9503.21		2660898.8	234691.27
0.5	14117.92		3953017.6	348656.15
0.63	22358.7		6260436	552170.46

Bilan des couts :

Le coût total est calculé par la formule suivante : $C_t = F_{exp} + F_{am}$

Tab VI. 25 Bilan des couts

diamètre (m)	Frais d'exploitation (DA)	Frais d'amortissement (DA)	Bilan (DA)
0.3	958317	146268.73	1104585.72
0.4	255338.94	234691.27	490030.21
0.5	106466.86	348656.15	455123.02
0.63	62614.75	552170.45	614785.21

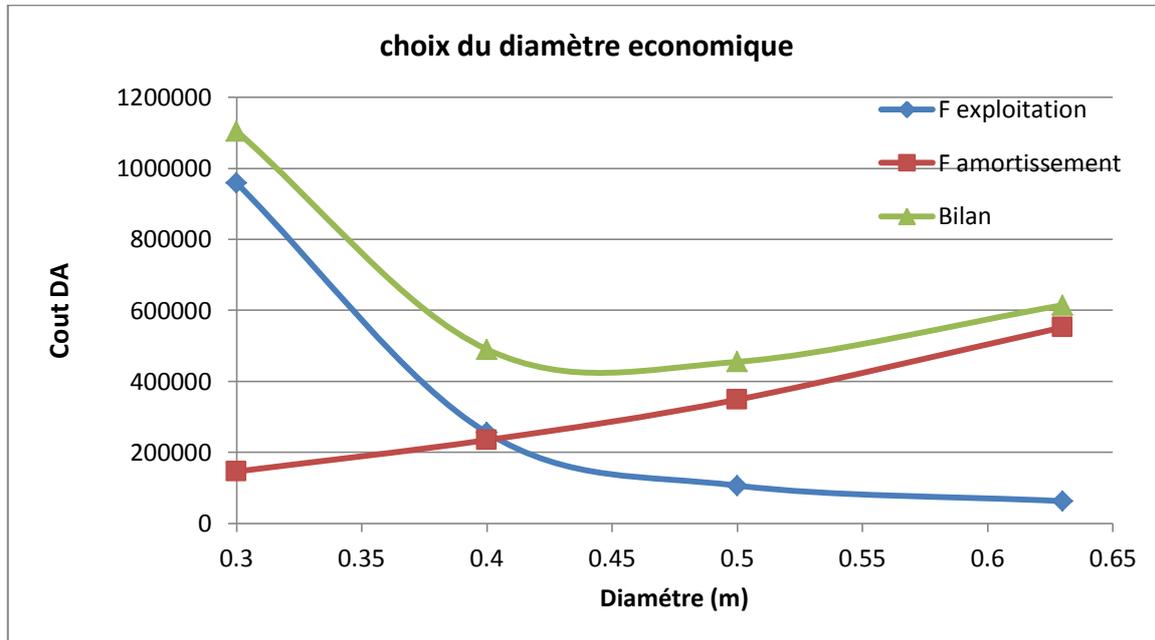


Fig VI. 6 Choix du diamètre économique

Conclusion :

On optera pour un diamètre extérieur de 500 mm

Remarque : l'étude du diamètre économique nous détermine le diamètre intérieur

VI.4.11. PR KHEMISTI 2 – PR Bousmail 1 (Vis) :

Frais d'exploitations :

Le débit total : $Q = 0.37 \text{ m}^3/\text{s}$.

En appliquant la formule de BONIN : on trouve :

$$D = 0.6 \text{ m}$$

En appliquant la formule de BRESSE on trouve :

$$D = 0.8 \text{ m}$$

L'utilisation simultanée de ces deux formules fournit l'intervalle des diamètres optimaux suivant [300 , 400, 500 , 630 , 700 , 800]

on donne les résultats dans les tableaux suivants :

Tab VI. 26 HMT en fct des diamètres

diamètre (m)	Longueur (m)	débit (l/s)	vitesse (m/s)	Re	λ	Dh linéaire (m)	Dh totale	Hg (m)	HMT (m)
0.4	1450	370	2.95	1178343.9	0.0557	91.230	104.91	7	111.91
0.5			1.89	942675.2	0.0536	30.239	34.77		41.78
0.63			1.19	748154.9	0.0515	9.643	11.09		18.09
0.7			0.96	673339.4	0.0506	5.729	6.59		13.59
0.8			0.74	589172.0	0.0495	2.962	3.41		10.41

Tab VI. 27 F d'exploitations en fct des diamètres

diamètre (m)	débit (l/s)	HMT (m)	Puissance (KW)	prix unitaire (Da)	consommation annuel	frais d'exploitation (DA)
0.4	370	111.91	406.22	1.9	3558449.41	6761053.9
0.5		41.78	151.63		1328293.10	2523756.9
0.63		18.09	65.66		575184.50	1092850.5
0.7		13.59	49.32		432046.78	820888.9
0.8		10.41	37.77		330863.17	628640.0

Frais d'amortissement :

Les frais d'amortissement correspondant aux différents diamètres sont présentés dans le tableau :

Tab VI. 28 F d'amortissement en fct des diamètres

diamètre (m)	prix ML (DA)	longueur (m)	prix canalisation (DA)	amortissement (DA)
0.4	9503.21	1450	13779654.5	1215365.53
0.5	14117.92		20470984	1805540.79
0.63	22358.7		32420115	2859454.14
0.7	32480.9		47097305	4153982.30
0.8	41524.32		60210264	5310545.28

Bilan des couts

Le coût total est calculé par la formule suivante : $Ct = F_{exp} + F_{am}$

Tab VI. 29 Bilan des couts

diamètre (m)	Frais d'exploitation (DA)	Frais d'amortissement (DA)	Bilan (DA)
0.4	6761053.88	1215365.53	7976419.41
0.5	2523756.89	1805540.79	4329297.68
0.63	1092850.55	2859454.14	3952304.69
0.7	820888.88	4153982.30	4974871.18
0.8	628640.02	5310545.29	5939185.31

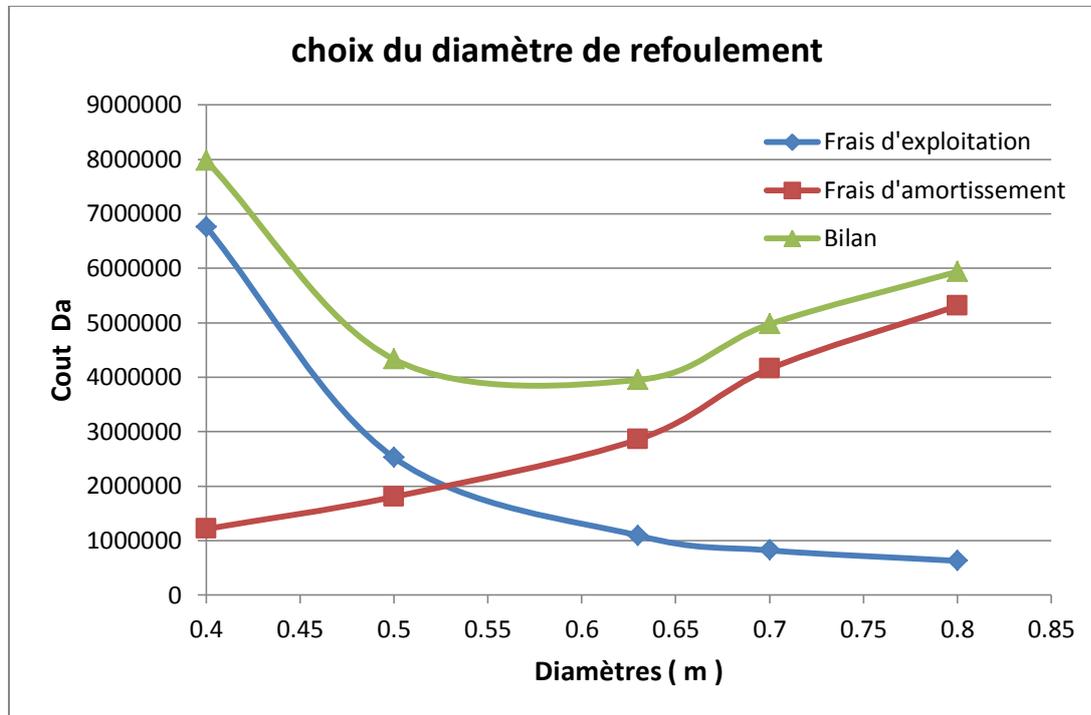


Fig VI. 7 Choix du diamètre économique

Conclusion :

On optera pour un diamètre extérieur de 700 mm .

Remarque : l'étude du diamètre économique nous détermine le diamètre intérieur

VI.4.12. PR BOUSMAIL 2 – STEP

Frais d'exploitations :

Le débit total : $Q = 0.68 \text{ m}^3/\text{s}$.

En appliquant la formule de BONIN : on trouve :

$$D = 0.77 \text{ m}$$

L'utilisation simultanée de ces deux formules fournit l'intervalle des diamètres optimaux suivant [500 , 630 , 700 , 800 , 900]

on donne les résultats dans les tableaux suivants :

Tab VI. 30 HMT en fct des diamètres

diamètre (m)	Longueur (m)	débit (l/s)	vitesse (m/s)	Re	λ	Dh linéaire (m)	Dh totale	Hg (m)	HMT (m)
0.5	2100	680	3.46	1732484.1	0.0536	128.60	147.892	8	155.89
0.63			2.18	1374987.4	0.0515	41.01	47.162		55.16
0.7			1.77	1237488.6	0.0506	24.36	28.018		36.02
0.8			1.35	1082802.5	0.0495	12.59	14.484		22.48
0.9			1.07	962491.2	0.0485	7.04	8.095		16.10

Tab VI. 31 F d'exploitations en fct des diamètres

diamètre (m)	Débit (l/s)	HMT (m)	Puissance (KW)	prix unitaire (Da)	consomation annuel	frais d'exploitation (DA)
0.5	680	155.89	1039.91	1.9	9109620.47	17308278.9
0.63		55.16	367.96		3223341.23	6124348.3
0.7		36.02	240.27		2104726.27	3998979.9
0.8		22.48	149.99		1313879.47	2496371.0
0.9		16.10	107.37		940545.17	1787035.8

Frais d'amortissement :

Les frais d'amortissement correspondant aux différents diamètres sont présentés dans le tableau :

Tab VI. 32 F d'amortissement en fct des diamètres

diamètre (m)	prix ML (DA)	longueur (m)	prix canalisation (DA)	amortissement (DA)
0.5	14117.92		29647632	2614921.142
0.63	22358.7		46953270	4141278.414
0.7	32480.9	2100	68209890	6016112.298
0.8	41524.32		87201072	7691134.55
0.9	50768.83		106614543	9403402.693

Bilan des couts

Le coût total est calculé par la formule suivante : $C_t = F_{exp} + F_{am}$

Tab VI. 33 Bilan des couts

diamètre (m)	Frais d'exploitation (DA)	Frais d'amortissement (DA)	Bilan (DA)
0.5	17308278.9	2614921.14	19923200.03
0.63	6124348.34	4141278.41	10265626.76
0.7	3998979.92	6016112.29	10015092.22
0.8	2496370.99	7691134.55	10187505.55
0.9	1787035.82	9403402.69	11190438.52

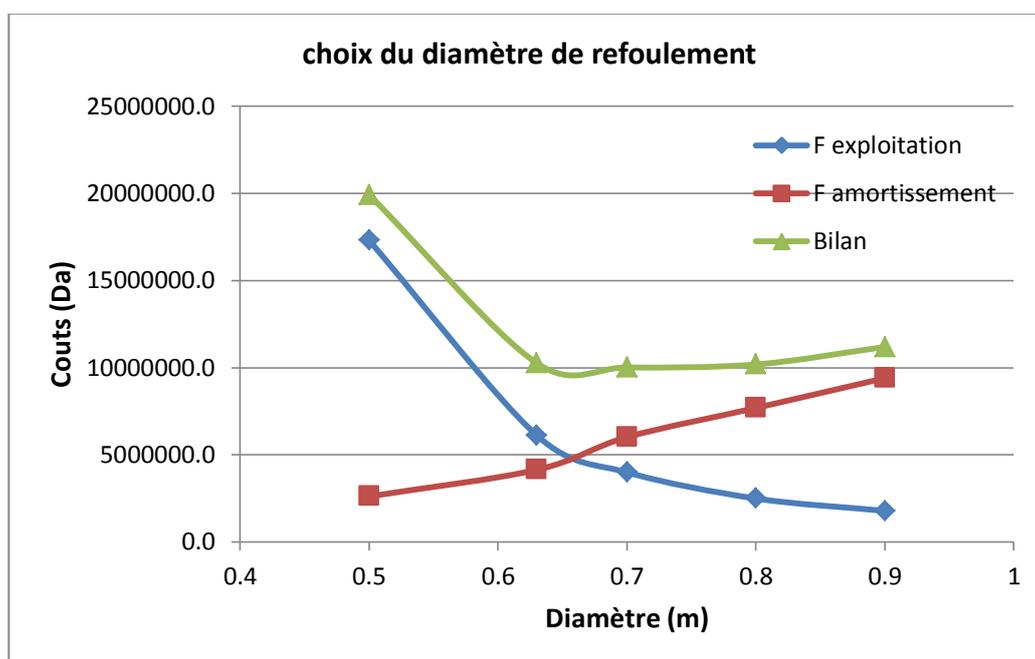


Fig VI. 8 Choix du diamètre économique

Conclusion :

Selon la combinaison des frais d'amortissement et d'exploitation, le bénéfice va au profit du diamètre 700 mm dont la vitesse est de 1.77 m/s

VI.5. Dimensionnement de la conduite (partie gravitaire) :

VI.5.1. Conditions d'écoulement :

L'écoulement dans cette partie n'étant plus sous pression, et donc gravitaire, tributaire de la topographie du terrain naturel, en plus cet écoulement doit avoir une vitesse admissible qui permet l'auto curage, et ne détériore pas les conduites.

La vitesse d'auto curage : comme les eaux usées sont des eaux chargées, et qui contiennent du sable (facilement décanter). 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.

Et comme il y a une limite inférieure pour la valeur de la vitesse d'écoulement, il y a aussi une limite supérieure pour éviter la dégradation des joints sur les canalisations circulaires. Cette vitesse est de l'ordre de (4 à 5) m / s à pleine section.

VI.5.2. méthode de calcul :

Avant d'entamer la partie de calcul, et pour que se soit claire, on va définir quelques paramètres qui entre dans le calcul :

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

Section mouillée (S) : c'est la section transversale de la conduite occupée par l'eau (m²).

Rayon hydraulique (R_h) : c'est le rapport entre la section mouillée et le périmètre mouillé. (m).

Vitesse moyenne (v) : c'est le rapport entre le débit volumique (m³/s) et la section (m²).

Les hypothèses de calcul :

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

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

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

La nature d'écoulement dans cette conduite :

L'écoulement est un écoulement à surface libre qui est régie par la formule de continuité :

$$Q = V.S \quad (VI.7)$$

Avec :

Q : Débit (m^3/s).

V : Vitesse d'écoulement (m/s).

S : Section mouillée (m^2).

Pour le dimensionnement de notre conduite, on utilise la formule de CHEZY qui nous donne la vitesse moyenne

$$V = c\sqrt{R_h.I} \quad (VI.8)$$

Où : C représente le Coefficient de CHEZY, qui dépend des paramètres hydrauliques et géométriques de l'écoulement. Le coefficient « C » est donné par la formule de BAZIN :

$$c = \frac{87.R_h}{\delta + \sqrt{R_h}} \quad (VI.9)$$

D'où on tire l'expression du débit :

$$Q = \frac{87.R_h}{\delta + \sqrt{R_h}} .S.\sqrt{I} \quad (VI.10)$$

δ : Coefficient de BAZIN qui dépend de la nature des parois.

Le dimensionnement de la conduite gravitaire se fait à partir des abaques de BAZIN (l'abaque N°1 et l'abaque N°2) (voir annexe).

Pour le calcul on procède de la façon suivante :

- à partir de l'abaque N°1 et en fonction du débit et la pente, on tire la valeur du diamètre normalisé, le débit à pleine section et la vitesse à pleine section.
- A partir de la deuxième abaque et en utilisant les résultats de la première abaque on calcul les paramètres suivants :

$$\checkmark R_Q = \frac{Q}{Q_{PS}} \text{ .rappel des débits} \quad (\text{VI.11})$$

$$\checkmark R_V = \frac{V}{V_{PS}} \text{ .rappel des vitesses} \quad (\text{VI.12})$$

$$\checkmark R_h = \frac{h}{D} \text{ .rappel des hauteurs} \quad (\text{VI.13})$$

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

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

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

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

I : Pente du collecteur en (m/m).

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

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

VI.5.3. Résultats de calcul :

Les résultats obtenus sont regroupés dans les tableaux suivants des dimensions et des paramètres hydrauliques des collecteurs sont reportés dans les tableaux suivants :

VI.5.3.1. PR BOUHAROUNE 1 - PR BOUHAROUNE 2 :

Tab VI. 34 Dim de la conduite gravitaire

	COTE TN		COTE RAD					
	Amont (CN)	Avale (CN)	Amont (CR)	Avale (CR)	Longueur (m)	pente	Q (m3/s)	D cal (m)
1--2	14	13	13	12	49.15	0.020	0.125	0.262
2--3	13	12	12	11	44.51	0.022	0.125	0.257
3--4	12	11	11	10	78.34	0.013	0.125	0.286
4--5	11	10	10	9	15.07	0.066	0.125	0.210
5--6	10	8	9	7	15.89	0.126	0.125	0.186

vu que la conduite de refoulement entre les PR Bouharoune 1 et Bouharoune 2 est de diamètre extérieur 500 mm et que l'écoulement gravitaire doit être un écoulement a surface libre, alors on propose un diamètre intérieur de 600 mm , les calculs du diamètre 600 mm sont dans le tableau ci-dessous :

Tab VI. 35 Suite dim de la conduite

D nor (mm)	Vps (m/s)	Qps (m ³ /s)	Rq	Rv	Rh	Vec(m/s)	Hrepl (mm)	Rq min	Rv min	Rhmin	Vmin (m/s)	Hmin (mm)	Tmin (min)	Tmax (min)
600	4.027	1.139	0.110	0.683	0.234	2.752	140.466	0.1	0.661	0.223	2.664	133.81	0.298	0.308
600	4.232	1.196	0.104	0.672	0.228	2.843	136.919	0.1	0.661	0.223	2.799	133.81	0.261	0.265
600	3.190	0.902	0.139	0.735	0.263	2.346	157.506	0.1	0.661	0.223	2.110	133.81	0.557	0.619
600	7.272	2.056	0.061	0.544	0.168	3.956	101.090	0.1	0.661	0.223	4.810	133.81	0.063	0.052
600	10.016	2.832	0.044	0.476	0.139	4.770	83.447	0.1	0.661	0.223	6.625	133.81	0.056	0.040

VI.5.3.2. PR BOUHAROUNE 2 – PR KHEMISTI 2 :

Tab VI. 36 Dim de la conduite gravitaire

	COTE TN		COTE RAD					
	Amont (CN)	Avale (CN)	Amont (CR)	Avale (CR)	Longueur (m)	pen	Q (m ³ /s)	D cal (m)
1--2	23	21	21.5	19.5	50	0.040	0.17	0.259
2--3	21	19	19.5	17.5	50	0.040	0.17	0.259
3--4	19	17	17.5	15.5	50	0.040	0.17	0.259
4--5	17	15	15.5	13.5	50	0.040	0.17	0.259
5--6	15	14	13.5	12.5	50	0.020	0.17	0.295
6--7	14	12	12.5	10.5	50	0.040	0.17	0.259
7--8	12	10	10.5	8.5	50	0.040	0.17	0.259
8--9	10	7	8.5	5.5	50	0.060	0.17	0.240
9--10	7	5	5.5	3.5	50	0.040	0.17	0.259
10--11	5	3	3.5	1.5	48	0.042	0.17	0.257
11--12	3	2	1.5	0.5	50	0.020	0.37	0.395
12--13	2	0.5	0.5	0	48	0.010	0.37	0.446

vu que la conduite de refoulement entre les PR Bouharoune 2 et Khemisti 2 est de diamètre extérieur 500 mm et que l'écoulement gravitaire doit être un écoulement à surface libre, alors on propose un diamètre intérieur de 600 mm, les calculs du diamètre 600 mm sont dans le tableau ci-dessous :

Tab VI. 37 Suite dim de la conduite

D nor (mm)	Vps (m/s)	Qps (m ³ /s)	Rq	Rv	Rh	Vec(m/s)	Hreempl (mm)	Rq min	Rv min	Rhmin	Vmin (m/s)	Hmin (mm)	Tmin (min)	Tmax (min)
600	5.646	1.596	0.106	0.676	0.230	3.819	138.279	0.1	0.661	0.223	3.735	133.812	0.218	0.223
600	5.646	1.596	0.106	0.676	0.230	3.819	138.279	0.1	0.661	0.223	3.735	133.812	0.218	0.223
600	5.646	1.596	0.106	0.676	0.230	3.819	138.279	0.1	0.661	0.223	3.735	133.812	0.218	0.223
600	5.646	1.596	0.106	0.676	0.230	3.819	138.279	0.1	0.661	0.223	3.735	133.812	0.218	0.223
600	3.992	1.129	0.151	0.752	0.273	3.004	163.700	0.1	0.661	0.223	2.641	133.812	0.277	0.316
600	5.646	1.596	0.106	0.676	0.230	3.819	138.279	0.1	0.661	0.223	3.735	133.812	0.218	0.223
600	5.646	1.596	0.106	0.676	0.230	3.819	138.279	0.1	0.661	0.223	3.735	133.812	0.218	0.223
600	6.915	1.955	0.087	0.628	0.207	4.343	124.092	0.1	0.661	0.223	4.574	133.812	0.192	0.182
600	5.646	1.596	0.106	0.676	0.230	3.819	138.279	0.1	0.661	0.223	3.735	133.812	0.218	0.223
600	5.763	1.629	0.104	0.672	0.228	3.870	136.823	0.1	0.661	0.223	3.812	133.812	0.207	0.210
600	3.992	1.129	0.328	0.884	0.391	3.529	234.360	0.1	0.661	0.223	2.641	133.812	0.236	0.316
600	2.881	0.815	0.454	0.968	0.473	2.788	283.997	0.1	0.661	0.223	1.906	133.812	0.287	0.420

VI.5.3.3. PR BOUSMAIL 1 (vis) – PR BOUSMAIL 2

Tab VI. 38 Dim de la conduite gravitaire

	COTE TN		COTE RAD					
	Amont (CN)	Avale (CN)	Amont (CR)	Avale (CR)	Longueur (m)	pen	Q (m3/s)	D cal (m)
1--2	7	6	6	5	187	0.005	0.47	0.553
2--3	6	5	5	4	123	0.008	0.47	0.511
3--4	5	4	4	3	105	0.010	0.47	0.517
4--5	4	3	3	2	135	0.007	0.47	0.520
5--6	3	2	2	1	161.6	0.006	0.47	0.538
6--7	2	1	1	0	323.4	0.003	0.47	0.591
7--8	1	0	0.5	0	30	0.017	0.47	0.447

vu que la conduite de refoulement entre les PR Khemisti 2 et Bousmail 1 est de diamètre extérieur 700 mm et que l'écoulement gravitaire doit être un écoulement a surface libre, alors on propose un diamètre intérieur de 700 mm, les calculs du diamètre 700 mm sont dans le tableau ci-dessous :

Tab VI. 39 Suite dim de la conduite

D nor (mm)	Vps (m/s)	Qps (m ³ /s)	Rq	Rv	Rh	Vec(m/s)	Hrepl (mm)	Rq min	Rv min	Rhmin	Vmin (m/s)	Hmin (mm)	Tmin (min)	Tmax (min)
700	2.288	0.880	0.534	1.020	0.523	2.333	366.394	0.1	0.661	0.223	1.513	156.114	1.336	2.059
700	2.821	1.086	0.433	0.953	0.459	2.689	321.592	0.1	0.661	0.223	1.866	156.114	0.762	1.099
700	3.053	1.175	0.400	0.930	0.438	2.841	306.393	0.1	0.661	0.223	2.020	156.114	0.616	0.866
700	2.693	1.036	0.454	0.967	0.473	2.605	331.045	0.1	0.661	0.223	1.781	156.114	0.864	1.263
700	2.461	0.947	0.496	0.996	0.500	2.452	350.200	0.1	0.661	0.223	1.628	156.114	1.099	1.654
700	1.740	0.670	0.702	1.088	0.615	1.893	430.754	0.1	0.661	0.223	1.151	156.114	2.847	4.684
700	4.039	1.554	0.302	0.869	0.374	3.509	262.121	0.1	0.661	0.223	2.672	156.114	0.142	0.187

VI.5.3.4. PR DOUAOUDA 2 – PR FOUKA 2

Tab VI. 40 Dim de la conduite gravitaire

	COTE TN		COTE RAD		longueur	pente	Q (m3/s)	D cal
	amont	avale	amont	avale				
1-2	17	14	15.5	12.5	50	0.060	0.36	0.318
2-3	14	11	12.5	9.5	50	0.060	0.36	0.318
3-4	11	7	9.5	5.5	50	0.080	0.36	0.301
4-5	7	5	5.5	3.5	47.9	0.042	0.36	0.340
5-6	5	4.4	3.5	2.9	80	0.008	0.36	0.470
6-7	4.4	3.8	2.9	2.3	80	0.008	0.36	0.470
7-8	3.8	3.5	2.3	2	75	0.004	0.36	0.528
8-9	3.5	2.8	2	1.3	65	0.011	0.36	0.439

vu que la conduite de refoulement entre les PR Douaouda 2 et Fouka 2 est de diamètre extérieur 500 mm et que l'écoulement gravitaire doit être un écoulement à surface libre, alors on propose un diamètre intérieur de 600 mm et 700 mm, les calculs des diamètres sont dans le tableau ci-dessous :

Tab VI. 41 Suite dim de la conduite

D nor	Vps	Qps	Rq	Rv	Rh	Vec(m/s)	Hrepl (mm)	Rq min	Rv min	Rhmin	Vmin (m/s)	Hmin (mm)	Tmin (min)	Tmax (min)
600	6.915	1.955	0.184	0.790	0.298	5.461	179.093	0.1	0.661	0.223	4.574	133.812	0.153	0.182
600	6.915	1.955	0.184	0.790	0.298	5.461	179.093	0.1	0.661	0.223	4.574	133.812	0.153	0.182
600	7.985	2.258	0.159	0.764	0.280	6.097	168.012	0.1	0.661	0.223	5.282	133.812	0.137	0.158
600	5.769	1.631	0.221	0.819	0.323	4.725	193.881	0.1	0.661	0.223	3.816	133.812	0.169	0.209
600	2.445	0.691	0.521	1.012	0.516	2.474	309.315	0.1	0.661	0.223	1.617	133.812	0.539	0.824
700	2.710	1.043	0.345	0.895	0.402	2.424	281.296	0.1	0.661	0.223	1.792	156.114	0.550	0.744
700	1.979	0.762	0.473	0.980	0.485	1.940	339.746	0.1	0.661	0.223	1.309	156.114	0.644	0.955
700	3.247	1.250	0.288	0.861	0.366	2.794	255.853	0.1	0.661	0.223	2.148	156.114	0.388	0.504

D'après les calculs du tableau ci-dessus , on admettra une conduite de diamètre 600 mm sur une longueur 278 m , une conduite de 700 mm sur une longueur de 220 m , pour la conduite gravitaire entre le Poste de relevage de Douaouda et celui de Fouka 2 .

VI.6. Conclusion :

On vue de l'étude qui vient de s'effectuée nous avons pu déterminé les diamètres des conduites entre les différents poste de refoulement et de relevage , pour la partie gravitaire nous somme obligé de surdimensionné nos conduites vis avis des calculs obtenus , cela est dû au bon fonctionnement du réseau a surface libre

Dimensionnement de la station de relevage

VII.1. Introduction :

En se basant sur les données existantes, cette partie permet de faire le dimensionnement de la station de relevage, que ce soit les pompes, les moteurs, les équipements auxiliaires. Ainsi que le dimensionnement de la conduite d'aspiration et de refoulement.

VII.2. Exigences principales soumises à la station de relevage :

Tous projet de station de pompage doit tenir compte des recommandations suivantes :

- Diminution possible du coût de génie civil.
- Organisation de l'exécution des travaux en phases.
- détermination du nombre de stations après des calculs technico- économique.
- utilisation des matériaux de conception récente.
- normalisation des solutions techniques.
- utilisation des projets-types.
- il faut éviter les zones inondables.

VII.3. Choix de l'emplacement de la station de relevage :

L'implantation et le type de la station de relevage 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.

1. L'emplacement de la station et les ouvrages doit assurer les conditions de fonctionnement les plus adéquates avec le minimum possible de surface occupée.
2. Assurant l'accès des voitures, des engins, des pompiers, à tout le bâtiment et à tout ouvrage (visite et réparation).
3. Elle dépend du relief d'accès de l'alimentation en énergie électrique ; des conditions géologiques.
4. prévoir les moyens de dérivation des eaux pluviales.
5. prévoir de la verdure autour de la station.
6. la station de relevage 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.

VII.4. 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 un regard
- 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 : elle permet de faire le choix technico-économique de certains équipements .
- la nature du sol : permet de faire le choix du bâtiment de la station.

VII.5. Type de bâtiment de la station:

Le bâtiment de la station de pompage se construira pour abriter l'ensemble des installations suivantes :

- équipements hydrauliques, hydromécaniques, principaux et auxiliaires.
- appareillage électrique.
- locaux de personnel, etc. ...

Le type de bâtiment choisi devra en premier lieu satisfaire aux facteurs suivants :

- mode de raccordement prise d'eau – Station de relevage
- but de la station de pompage (AEP, Assainissement ou Irrigation)
- les matériaux de construction et leur disponibilité
- Conditions de (climat, relief, géologie, hydrogéologie...) de la région

L'encombrement due à la pompe et ses accessoires

On distingue donc les types bâtiments résultants de ces conditions, d'où on a :

- Bâtiments type Bloc
- Bâtiments type bâche sèche
- Bâtiments type bâche mouillée – pompe submersible
- Bâtiments type enterrée
- Bâtiments type semi enterrée

Vu les conditions géologiques et topographiques du site de la station, on opte pour un bâtiment type bâche mouillée tel que la partie souterraine est constituée par :

- Bâche d'aspiration.
- Fosse des pompes

VII.6. Dimensionnement de la bâche de stockage :

Sachant que le débit arrivé à la station est un débit d'eaux usées (les eaux pluviales sont évacuées à travers un déversoir d'orage au rentré de la station).

$Q = 0.1349 \text{ m}^3/\text{s}$. pour notre station la bâche de stockage a deux fonctions la première est de stocker les eaux usées qui arrivent du collecteur A et la deuxième d'être une bâche d'aspiration pour les pompes de relevage.

VII.6.1. Dimensions de la bêteche :

VII.6.1.1. volume de la bêteche :

Le volume du rêservoir de stockage de la station est adoptê égal au dêbit des eaux usêes arrivant en un temps dêtterminê.

On a : $Vt = Q.t$

Vt : volume de la bêteche en (m^3)

Q : dêbit des eaux usêes total de la zone considêrêe

t : temps de stockage des eaux dans la bêteche pendant l'arrêt des pompes, Pour un meilleur fonctionnement des pompes, et un bon entretien du matêriel, la durêe du cycle s'êchelonne entre 6 et 15 min.

Donc : on fixe $t = 12$ minutes.

VII.6.1.2. surface de la chambre :

On a : $S = \frac{V}{H}$

S : surface de la chambre en (m^2)

V : volume de la chambre en (m^3)

H : la hauteur de la chambre en (m), on fixe cette hauteur à $H = 2.5$ m

VII.6.1.3. Longueur et largeur de la chambre :

On a : $S = B . L$

L : la longueur de la chambre en (m)

B : la largeur de la chambre = \sqrt{S}

VII.6.2. Choix de nombre et de type de pompes :

La station de pompage doit être êquipêe d'un nombre suffisant de pompes assurant le dêbit demandê tel que $N = n_p + n_{ps}$

Où : N : nombre de pompes installêes

n_{ps} : nombre de pompe de secours.

n_p : nombre de pompe de fonctionnement

le nombre des pompes de secours varie suivant le nombre total des pompes installêes, pour un nombre infêrieur à 4 comme dans notre cas le nombre de pompes de secoure est êgale à 1.

Compte tenu des exigences d'exploitation, il est conseillê de projeter le minimum de groupes possible dans la station, ce qui rendra les dimensions de la station plus raisonnables et le fonctionnement des pompes se fait avec une souplesse.

Les pompes choisies doivent rêspondre aux conditions suivantes :

- assurer la hauteur et le dêbit calculê.
- assurer le rendement maximal de la pompe.
- être d'un poids minimum possible.
- prêsenter une forme peu encombrante.
- rêspondre aux normes de construction de la station de pompage la plus êconomique.

- la pompe choisie doit être de préférence de production nationale
- doit être facile à l'entretien.

Pour le choix du type de pompe dans notre projet, on utilise un catalogue (ASSAINISSEMENT & LIQUIDES CHARGES).

Ce dernier ce fait à l'aide du logiciel CAPRARI

Le point de fonctionnement des pompes :

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 de fonctionnement des pompes est le point d'intersection de ces deux courbes. 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.

VII.7. Equipements hydrauliques en amont et en aval des pompes :

Dans chaque station de pompage on distingue des équipements principaux tel que : les pompes, moteurs principaux, robinets vannes, clapet anti-retour...etc.

Les équipements secondaires (auxiliaire) comportent : les pompes d'incendie, système de levage et de manutention, etc. (voir chapitre : protection et sécurité du travail).

VII.7.1. Equipements en amont :

On amont des pompes, on a seulement

- ✓ les conduites d'aspiration
- ✓ les robinets vannes
- ✓ les convergents
- ✓ les joints

VII.7.2. Equipements en aval :

Les équipements du côté refoulements sont :

- ✓ les tuyaux de refoulement
- ✓ les robinets vannes
- ✓ les clapets anti- retour
- ✓ les divergents
- ✓ les joints.

VII.7.3. Définitions et Conditions techniques :

Pour le choix des équipements cités au-dessus il faut tenir compte des exigences suivantes :

- Il est largement conseillé de projeter la canalisation en acier pour des considérations tant techniques qu'économiques.
- Nombre de conduites d'aspiration doivent être logiquement égale à celui du nombre de pompes.
- La longueur de la conduite d'aspiration doit être la plus courte possible (<5m), elle doit être conçue de façon à éviter les coudes, et elle doit relier le plan d'aspiration à l'entrée de la pompe en présentant une pente de 5% (au minimum).

- La vanne montée à l'aspiration de la pompe pour les travaux d'entretien ou de démontage sans arrêter les pompes. Elle sert aussi au réglage des débits.
- Espacement entre les conduites d'aspiration est égale à $(1,5 \div 2)$ fois le diamètre
- Une attention particulière sera donnée au joints afin de supprimer toutes possibilités des fuites, en générale on préfère les joints soudés, pour les raccordement sur les appareillages, (vanne, pompe, clapet) on utilisera les joints a brides pour l'entretien ou réparation des appareillages.

Le convergent permet d'avoir une accélération progressive de l'écoulement, favorisant ainsi la bonne répartition des vitesses à l'entrée de la pompe au lieu d'une variation brusque du diamètre qui engendre une perte de charge singulière, donc, sa longueur est déterminée par :

$$L_c = (3.5 - 4) (D_{asp} - d_a)$$

Où : D_{asp} : diamètre de la conduite d'aspiration

d_a : diamètre d'entrée de chaque pompe

- Contrairement a ce qui se passe à l'aspiration, la vitesse de l'eau à la sortie de la pompe peut être $(3-7)$ m/s, par conséquent il faut ralentir l'écoulement afin de garder une vitesse dans la plage des vitesses admissibles en plaçant un divergent.

La longueur du divergent est déterminée par :

$$L_d = (3.5 - 4) (D_r - d_r)$$

Où : D_r : diamètre de refoulement (sortie du divergent).

d_r : diamètre de refoulement de la pompe

- Après chaque pompe, on place un clapet anti-retour dont le rôle sera d'empêcher l'inversion de l'eau lors de l'arrêt de la pompe.

Les vannes d'isolement à l'intérieur de la chambre des vannes permettent le démontage de la pompe ou du clapet sans arrêter les autres pompes.

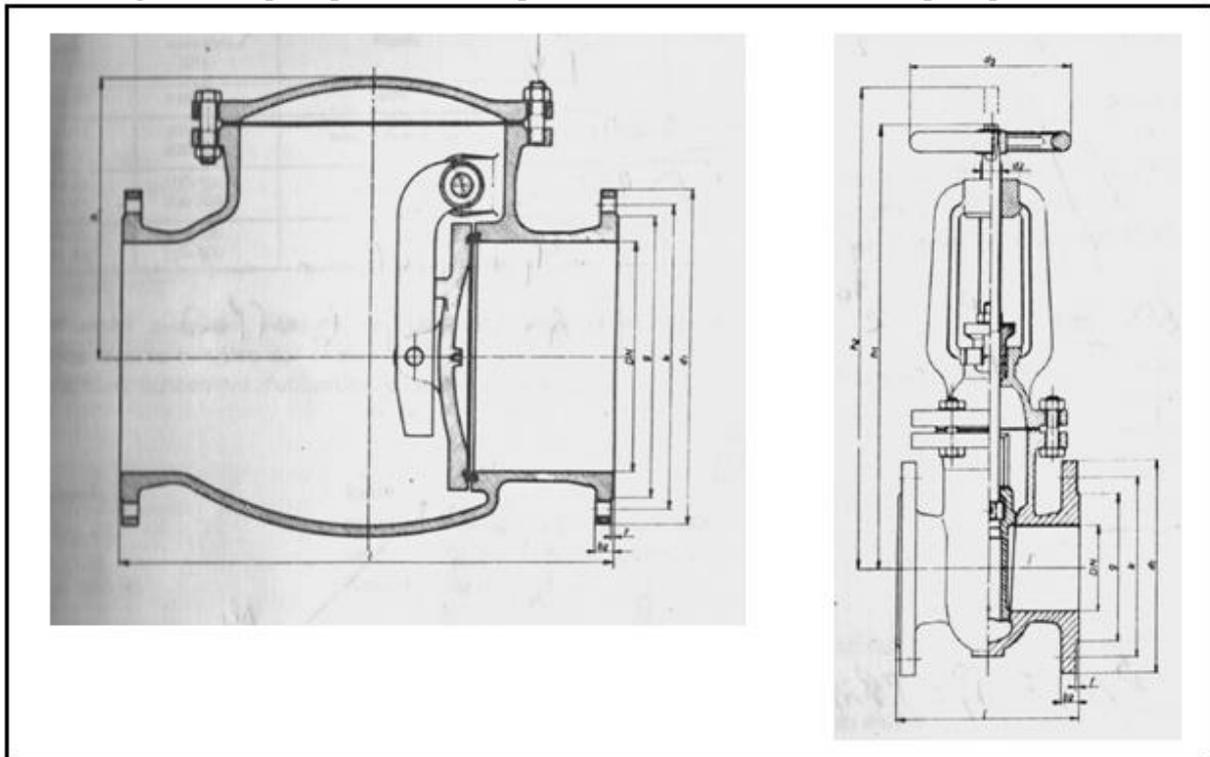


Fig. VII. 1 clapet anti-retour et robinet vanne.

VII.8. Le dimensionnement :

Le dimensionnement de la station est basé généralement sur l'encombrement des équipements qu'elle abrite, à cela s'ajoute une surface de réparation, qui se calcule par considération de l'équipement le plus encombrant. Il faut tenir compte aussi de normaliser les dimensions et l'espacement entre les groupes soit standard.

VII.8.1. Consignes à respecter lors du dimensionnement:

VII.8.1.1. Disposition des groupes :

Les consignes de sécurité dans les installations électriques et les stations de pompage recommandent de respecter un passage admissible de 1m au moins entre les rangs des groupes.

On dispose sous chaque groupe un socle dont les dimensions sont supérieures à celle des pompes.

VII.8.1.2. Disposition des conduites :

En conformité avec les règles de sécurité du travail, les installations des conduites doivent être de 50cm au moins sur le plancher

VII.8.1.3. Disposition du système de levage:

En hauteur, la salle de la station est menée d'un mécanisme de levage, il est choisi en fonction du poids de l'équipement le plus lourd et la possibilité de déchargement sur la plateforme.

Entre les murs et l'extrémité du chariot, il faut laisser au moins 10cm.

VII.8.1.4. Disposition des portes et fenêtres:

Les portes principales ont des dimensions de (3x3), et il est impératif de prévoir des portes pour les autres locaux de dimensions (1.9x0.75).

La surface des fenêtres de la salle des machines et des locaux de service constitue au moins 12.5m de celle de la surface du plancher de la salle lui-même et du bureau à ce propos les dimensions des fenêtres de la salle des machines prend (1.5x1.5) et celles du local du personnel prend (1x1).

VII.8.1.5. Locaux de service de la station :

Afin de faciliter les travaux d'exploitation et de contrôle des équipements de la station, le bâtiment est équipé de locaux de personnel. Les dimensions sont déterminées selon l'importance de la station, comme notre station est de moyenne importance on trouve :

- Bureau de chef d'exploitation :
 $H = 3\text{m}$ $S = 4 \times 3 = 12\text{ m}^2$
Avec H : hauteur de locale S = surface approximative intérieure
- Poste de garde :

- $H = 3\text{m}, S = 2.25 \times 2.25 = 5.06\text{m}^2$
- Salle électrique (Armoires des puissances et de contrôle) :
 $H = 3\text{m} \quad S = 2 \times 2.25 = 4.5\text{m}^2$
- Salle sanitaire :
 $H = 3\text{m} \quad S = 2.25 \times 1.5 = 3.37\text{m}^2$

Les mêmes données seront utilisées dans toutes les stations de relevage .

VII.8.1.6. La chambre des vannes:

Les dimensions de la chambre des vannes sont en fonction des dimensions de :

- les conduites de refoulement
- robinets vannes d'aspiration
- les clapets anti-retours

VII.8.1.7. La salle de la station:

VII.8.1.7.1. Hauteur du bâtiment :

Il est en fonction de la hauteur du système de levage

$$H_b = h_p + h_s$$

h_p : Hauteur du système de levage ($h_p = 3 \text{ m}$)

h_s : Hauteur de sécurité = 0,8 m

D'où $H_b = 3 + 0,8 = 3,8 \text{ m}$, on prend $H_b = 4 \text{ m}$.

VII.8.1.7.2. Longueur du bâtiment :

$$L_b = n.l + L_{int} + L_{pf} + L_r + L_p$$

n : nombre de pompe (3 pompes).

l : longueur de pompe + moteur

L_{in} : longueur entre deux pompes. (1m)

L_{pf} : longueur de la plateforme. (1.5m)

L_r : longueur de l'armoire électrique. (2m)

L_p : longueur du bureau de personnel. (5m)

VII.8.1.7.3. Largeur du bâtiment :

$$l_b = l_1 + l_2 + l_3 + l_4 + 2.s.$$

s : épaisseur du mur. ($s = 20\text{cm}$)

l_1 : distance entre le mur et le premier organe. (l_1 de 20 à 30 cm).

l_2 : distance entre les tubulures. (15 à 20 cm).

l_3 : longueur des accessoires d'aspiration.

l_4 : longueur des accessoires de refoulement.

$$l_3 + l_4 = l_p + l_{tr} + l_c + l_{tasp} + l_{div}$$

l_p : longueur de la pompe

l_{tr} : refoulement. ($l_{tr} > 2(D_r)$) .

l_c : longueur du convergent. (0m)

l_{tasp} : longueur de tubulure d'aspiration. (0m)

l_{div} : longueur de divergent. ($l_{tr} = 4 \cdot (D_r - d_r)$)

on prend la largeur du bâtiment égale à la longueur du réservoir c'est-à-dire :

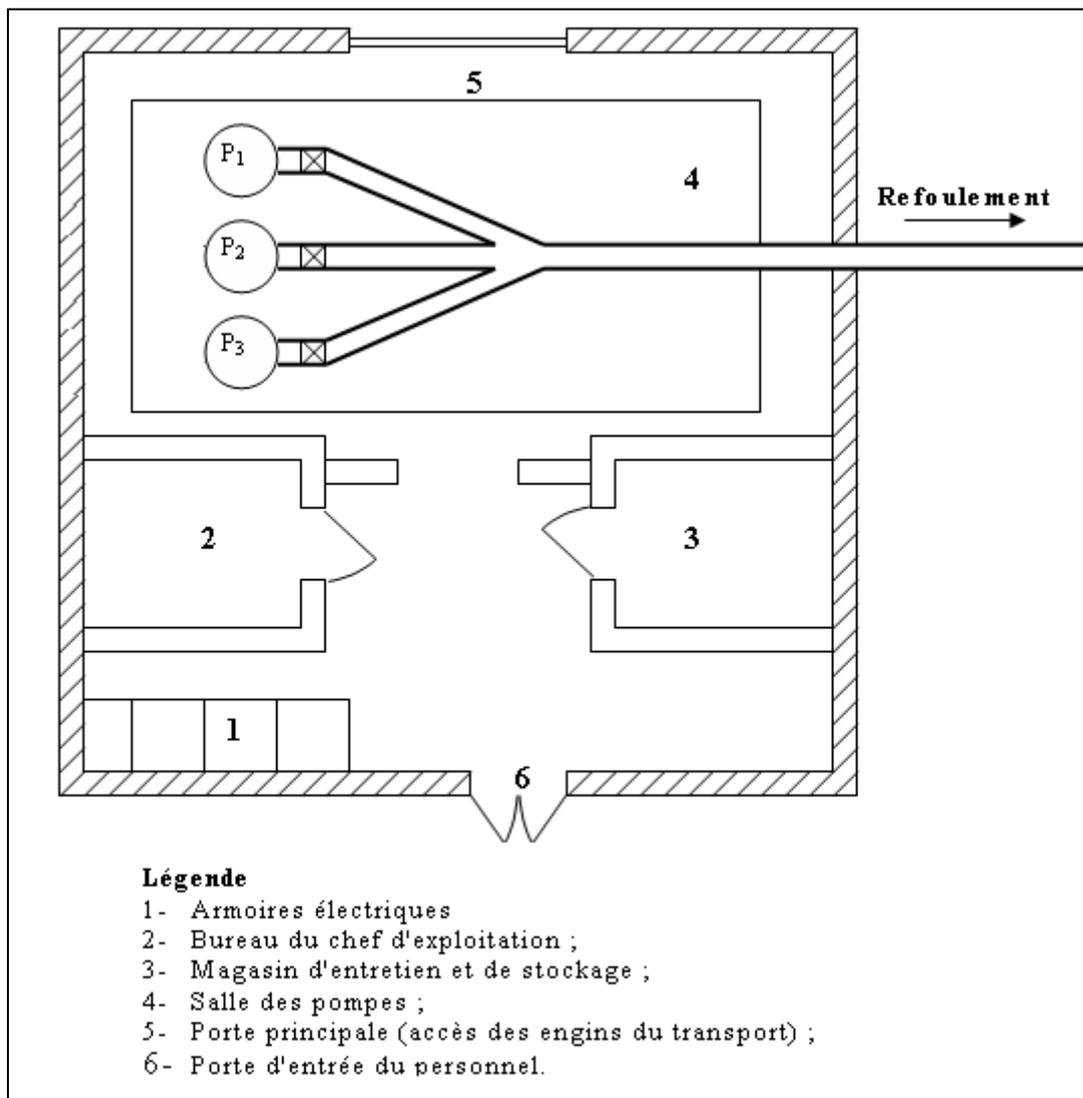


Fig. VII. 2 schéma du bâtiment de la station de relevage.

a) PR douaouda :

On a un débit de $0.18 \text{ m}^3/\text{s}$

Tab VII 1 dimensions de la bache d'eau

Dimensions	Chambre
Volume (m^3)	130
Hauteur (m)	2.5
Surface (m^2)	52
Longueur (m)	7.5
Largeur (m)	7

Le type de pompe utilisé pour le PR de douaouda est

Tab VII 2 Choix du type de pompe

Pompe	Type	Vitesse (tr/ min)	Bride de refoulement	Passage libre(mm)	Rendement η (%)	Puissance nominale (KW)
KCM 150R	KCM 150R 45042ND-E	1450	DN 150	102	68.8	51
KCM 250R	KCM 250R 45062NA-E	980	DN 250	163	55.8	51

On se propose de choisir la pompe KCM 150R car cette dernière propose un meilleur rendement et une meilleure vitesse

Les caractéristiques de cette dernière sont dans la figure ci-dessous

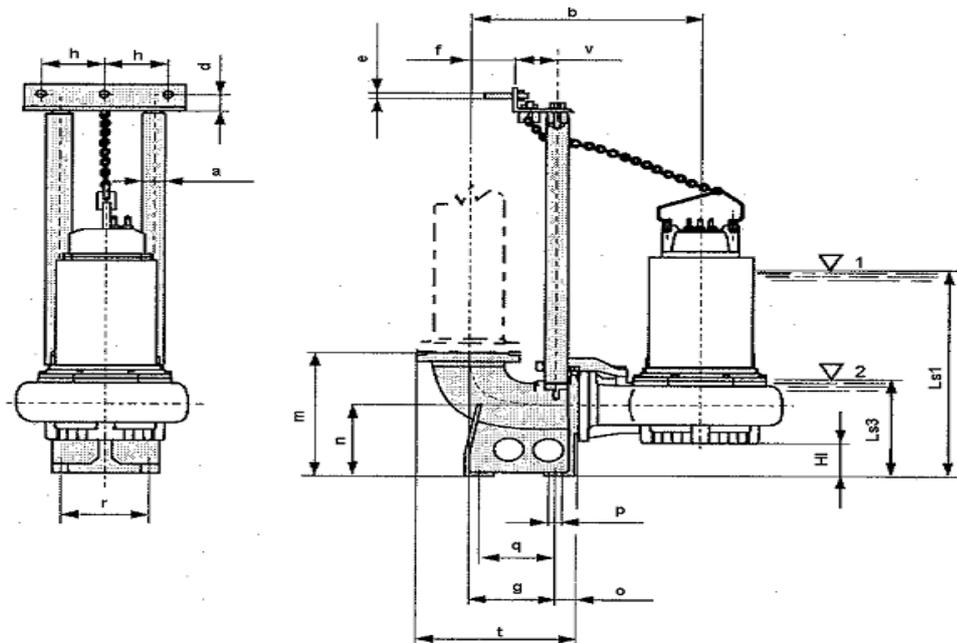


Fig. VII. 3 descriptif d'une pompe KCM 150R

Tel que :

Tab VII 3 caractéristiques de la pompe

b = 885	g = 305	LS3 = 445	r = 210
d = 35	HI = 95	m = 540	t = 555
DN= PN 10	J = 295	O = 80	v = 117
DNp= PN 10	K = 340	P = 24	w = 8
f = 180	LS1 = 1190	q = 280	

Voir annexe

On obtient la courbe caractéristique suivante avec représentation du point de fonctionnement de la pompe :

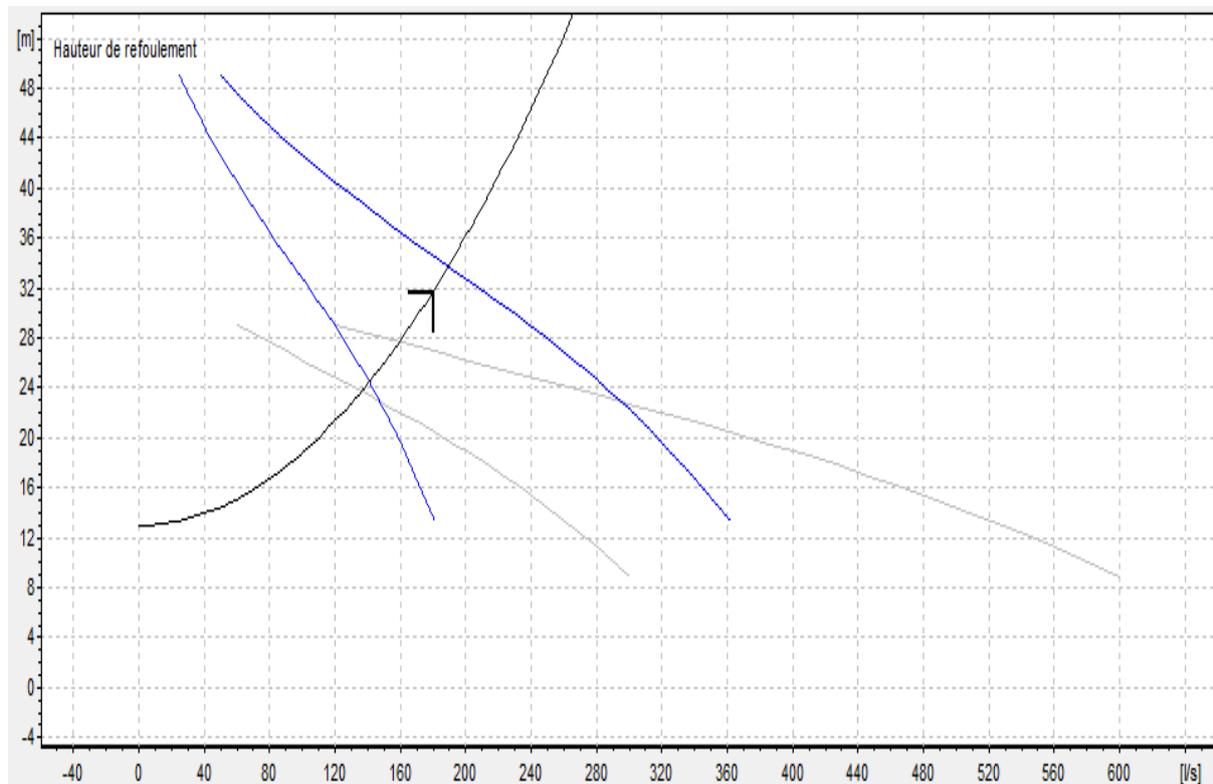


Fig. VII. 4 courbe de la hauteur de refoulement en fonction du débit (CAPRARI)

Dimensionnement de la salle de la station

Tab VII 4 dimensions de la station

Hauteur du bâtiment (m)	H securité (m)	0.8	3.8	4
	H levage (m)	3		
Longueur du bâtiment (m)	n.l (m)	3.57	13.07	15
	L int (m)	1		
	L pf (m)	1.5		
	Lr (m)	2		
	Lp (m)	5		
Largeur du bâtiment (m)	L1 (m)	0.25	3.63	5
	L2 (m)	0.2		
	Lp (m)	1.19		
	Ltr (m)	1.4		
	Ldiv (m)	1		
	2.s (m)	0.4		

b) PR Fouka 1 :

On a un débit de $0.18 \text{ m}^3/\text{s}$

Tab VII 5 dimensions de la bache d'eau

Dimensions	Chambre
Volume (m³)	130
Hauteur (m)	2.5
Surface (m²)	52
Longueur (m)	7.5
Largeur (m)	7

Le type de pompe utilisé pour le PR de Fouka 1 est :

Tab VII 6 choix du type de pompe

Pompe	Type	Vitesse (tr/ min)	Bride de refoulement	Passage libre(mm)	Rendement η (%)	Puissance nominale (KW)
KCM 150R	KCM 150R 30042NL-E	1450	DN 150	102	67.3	34
KCM 250R	KCM 250R 37062ND-E	992	DN 250	163	60.6	42

On se propose de choisir la pompe KCM 150R car cette dernière propose un meilleur rendement et une meilleure vitesse

Les caractéristiques de cette dernière sont dans la figure ci-dessous :

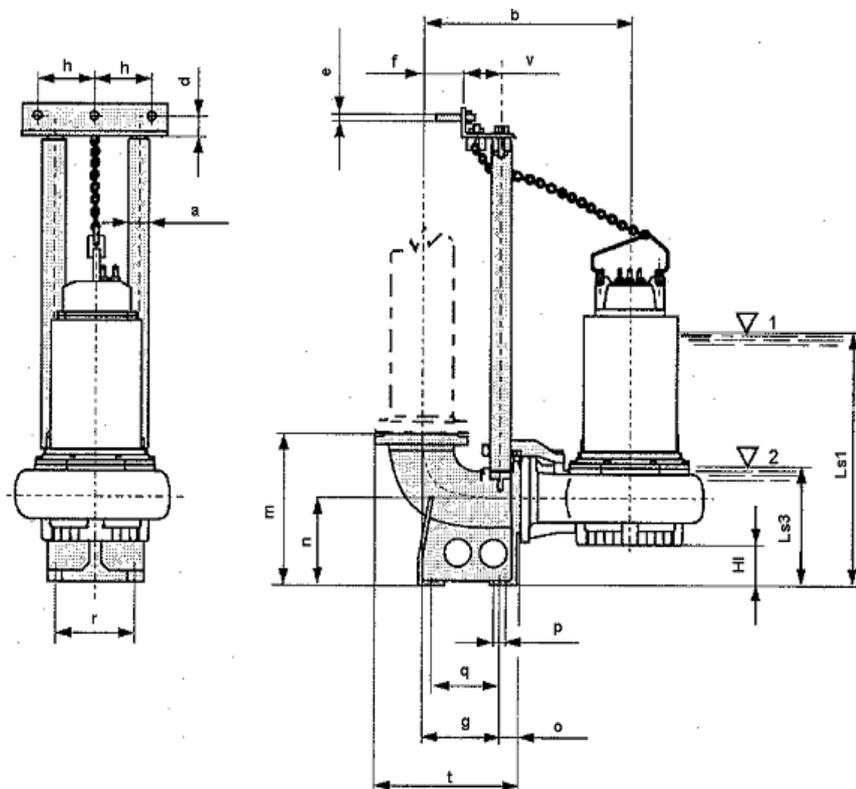


Fig. VII. 5 caractéristiques d'une pompe KCM 150R

Tel que :

Tab VII 7 caractéristiques de la pompe

b = 885	g = 305	LS3 = 445	r = 210
d = 35	HI = 95	m = 540	t = 555
DN= PN 10	J = 295	O =80	v = 117
DNp= PN 10	K = 340	P = 24	w = 8
f = 180	LS1 = 1190	q = 280	

Voir annexe

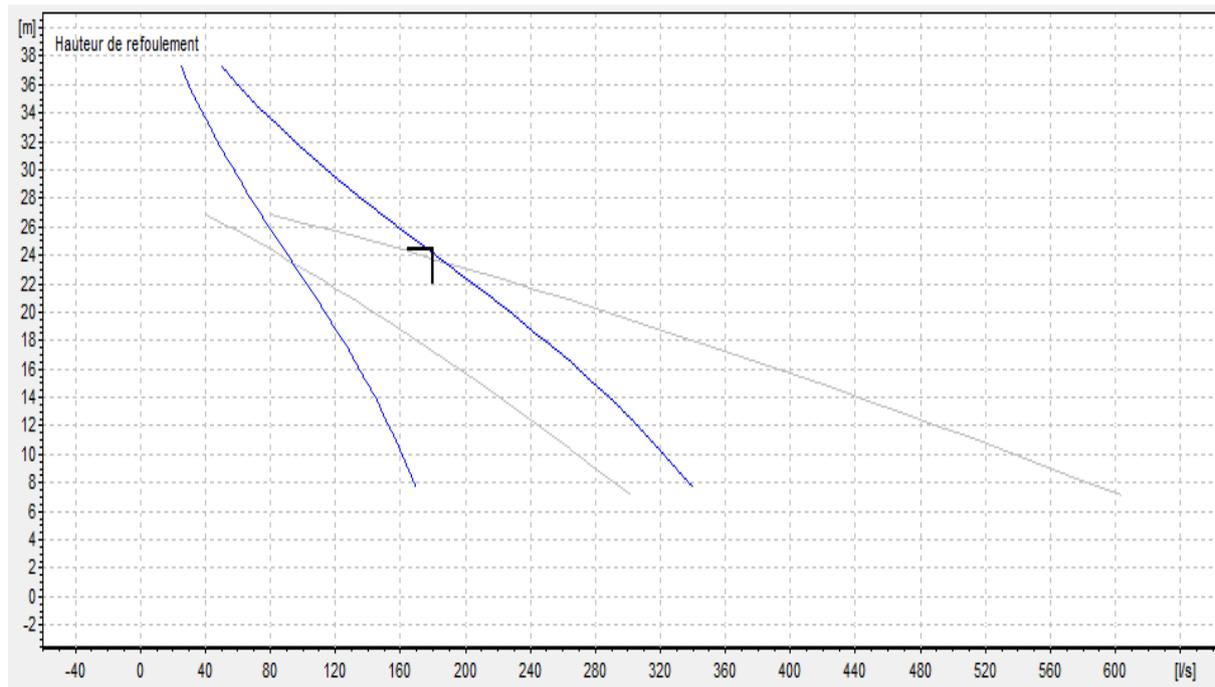


Fig. VII. 6 courbe de la hauteur de refoulement en fonction du débit (CAPRARI)

Dimensionnement de la salle de la station :

Tab VII 8 dimension de la station

Hauteur du bâtiment (m)	H sécurité (m)	0.8	3.8	4
	H levage (m)	3		
Longueur du bâtiment (m)	n.l (m)	3.57	13.5	15
	L int (m)	1		
	L pf (m)	1.5		
	Lr (m)	2		
	Lp (m)	5		
Largeur du bâtiment (m)	L1 (m)	0.25	4.96	5
	L2 (m)	0.2		
	Lp (m)	1.19		
	Ltr (m)	1.4		
	Ldiv (m)	1		
	2.s (m)	0.4		

c) PR Fouka 2 :

On a un débit de $0.5 \text{ m}^3/\text{s}$

Tab VII 9 dimensions de la bache d'eau

Dimensions	Chambre
Volume (m^3)	360
Hauteur (m)	2.5
Surface (m^2)	145
Longueur (m)	12.5
Largeur (m)	12

Le type de pompe utilisé pour le PR de Fouka 2 est :

Tab VII 10 choix du type de pompe

Pompe	Type	Vitesse (tr/ min)	Bride de refoulement	Passage libre(mm)	Rendement η (%)	Puissance nominale (KW)
KCM 250 R	KCM 250R 45062NA- E	980	DN 250	163	75	51
KCD 300R (+TSK ; SOK)	KCM 300R 45062RB- E	950	DN 300	143	71.1	51
KCD 300R (+BAK)	KCD 300R 45062NA- E	950	DN 300	143	71.1	51

On se propose de choisir la pompe KCM 250R car cette dernière propose un meilleur rendement et une meilleure vitesse

Les caractéristiques de cette dernière sont dans la figure ci-dessous :

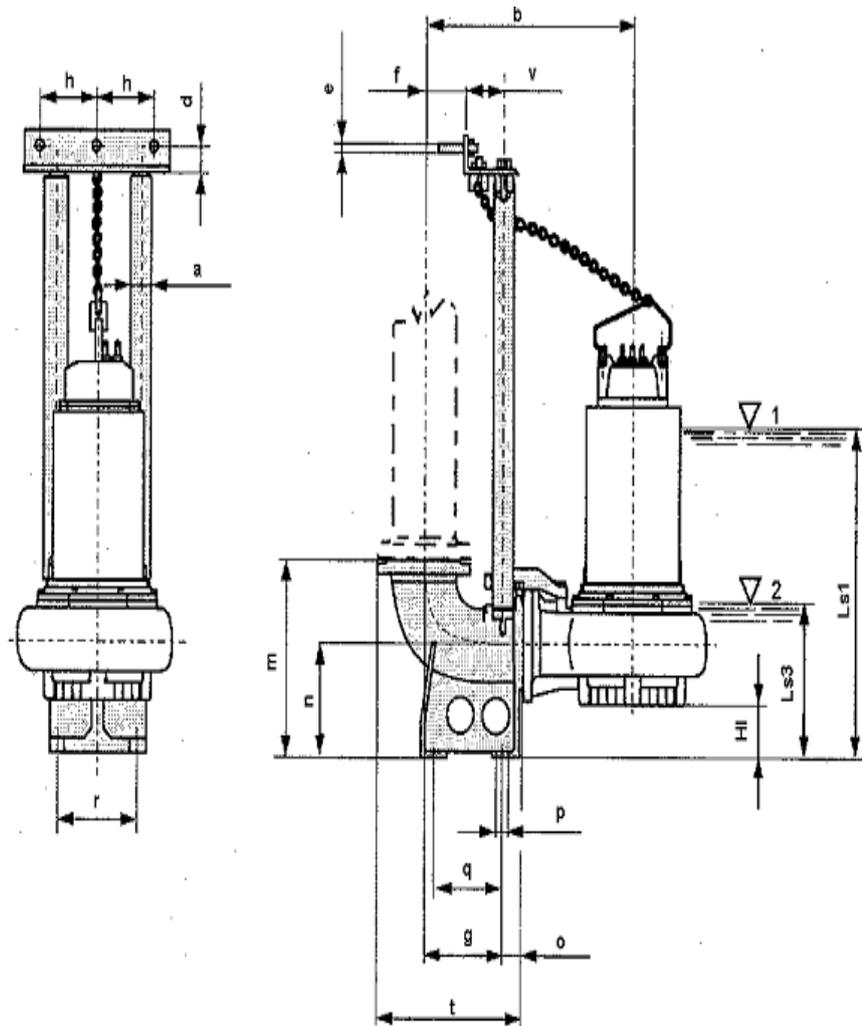


Fig. VII. 7 caractéristiques d'une pompe KCM 250R

Tel que :

Tab VII 11 caractéristiques de la pompe

$b = 1020$	$g = 365$	$LS3 = 585$	$r = 310$
$d = 35$	$HI = 180$	$m = 700$	$t = 673$
$DN = PN 10$	$J = 400$	$O = 85$	$v = 117$
$DN_p = PN 10$	$K = 445$	$P = 24$	$w = 12$
$f = 245$	$LS1 = 1330$	$q = 425$	

Voir annexe

On obtient la courbe caractéristique suivante avec représentation du point de fonctionnement de la pompe :

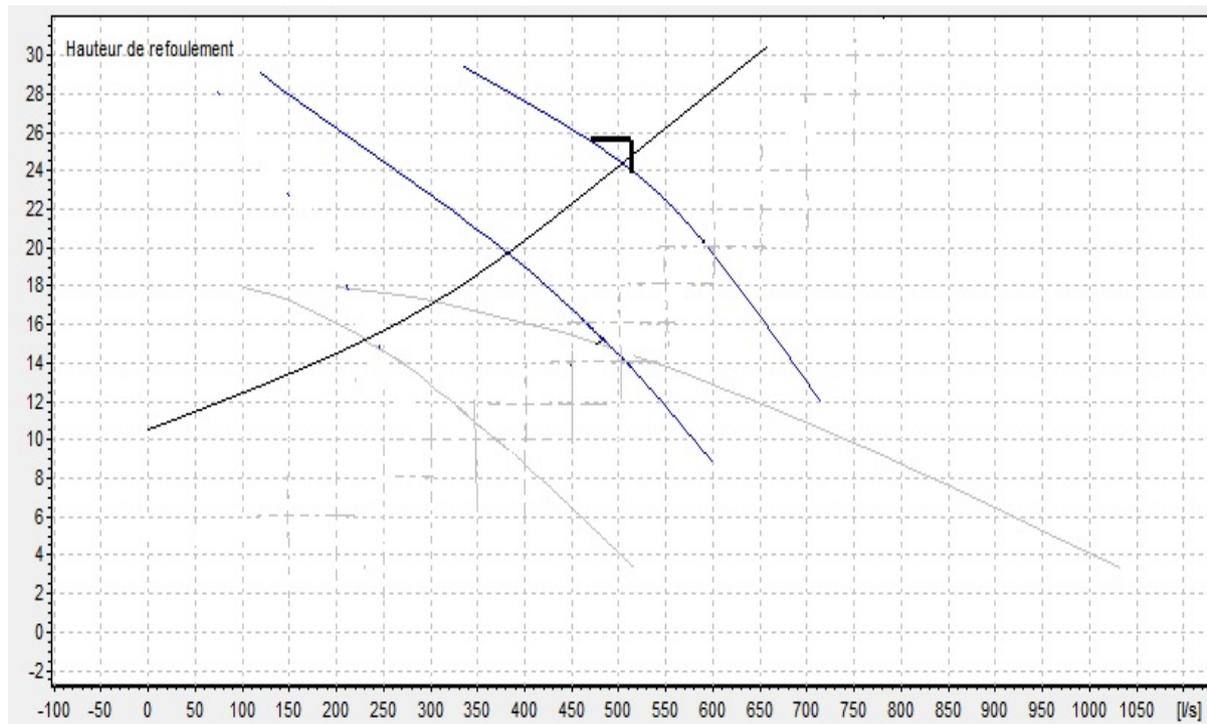


Fig. VII. 8 courbe de la hauteur de refoulement en fonction du débit (CAPRARI)

Dimensionnement de la salle de la station :

Tab VII 12 dimensions de la station

Hauteur du bâtiment (m)	H sécurité (m)	0.8	3.8	4
	H levage (m)	3		
Longueur du bâtiment (m)	n.l (m)	3.57	13.5	15
	L int (m)	1		
	L pf (m)	1.5		
	Lr (m)	2		
	Lp (m)	5		
Largeur du bâtiment (m)	L1 (m)	0.25	4.96	5
	L2 (m)	0.2		
	Lp (m)	1.33		
	Ltr (m)	1.52		
	Ldiv (m)	1.26		
	2.s (m)	0.4		

d) PR Bousmail 2

On a un débit de $0.68 \text{ m}^3/\text{s}$

Tab VII 13 dimensions de la bache d'eau

Dimensions	Chambre
Volume (m^3)	490
Hauteur (m)	3
Surface (m^2)	164
Longueur (m)	13
Largeur (m)	12.5

Le type de pompe utilisé pour ce PR est

Tab VII 14 choix du type de pompe

Pompe	Type	Vitesse (tr/ min)	Bride de refoulement	Passage libre(mm)	Rendement η (%)	Puissance nominale (KW)
KCD 300R (+TSK ; SOK)	KCM 300R 45062RB-E	950	DN 300	143	76.5	51
KCD 300R (+BAK)	KCD 300R 45062NA-E	950	DN 300	143	73.1	51

On se propose de choisir la pompe KCD 300R (+TSK ; SOK) car cette dernière propose un meilleur rendement et une meilleure vitesse

Les caractéristiques de cette dernière sont dans la figure ci-dessous :

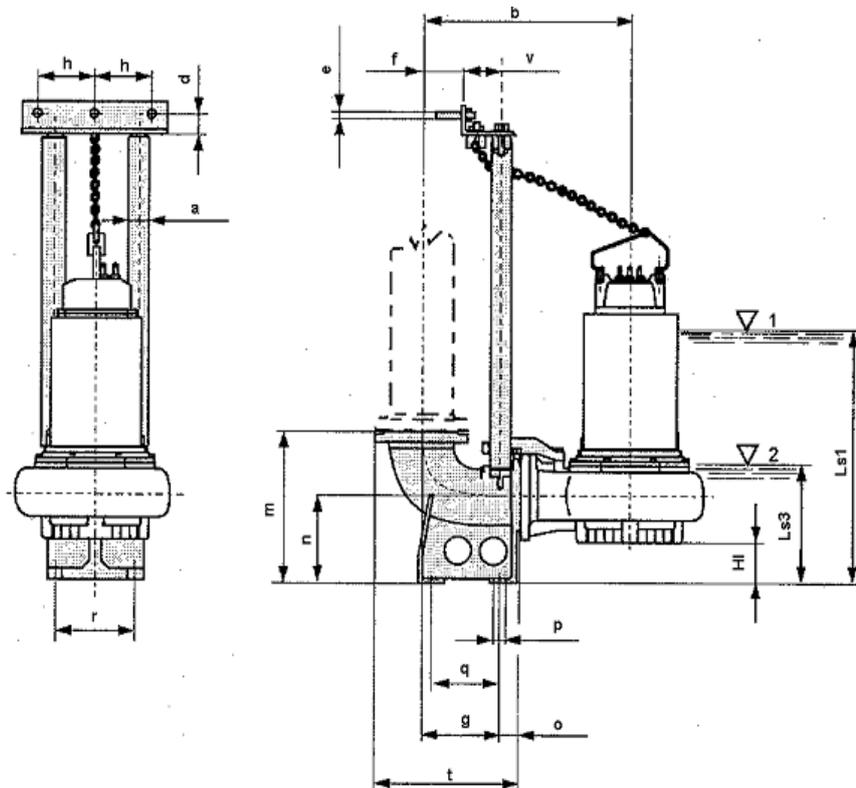


Fig. VII. 9 Caractéristiques de choisir la pompe KCD 300R (+TSK ; SOK)

Tel que :

Tab VII 15 caractéristiques de la pompe

$b = 1120$	$g = 410$	$LS3 = 665$	$r = 360$
$d = 35$	$HI = 270$	$m = 820$	$t = 755$
$DN = PN 10$	$J = 460$	$O = 90$	$v = 117$
$DN_p = PN 10$	$K = 505$	$P = 24$	$w = 116$
$f = 295$	$LS1 = 1410$	$q = 475$	

Voir annexe

On obtient la courbe caractéristique suivante avec représentation du point de fonctionnement de la pompe :

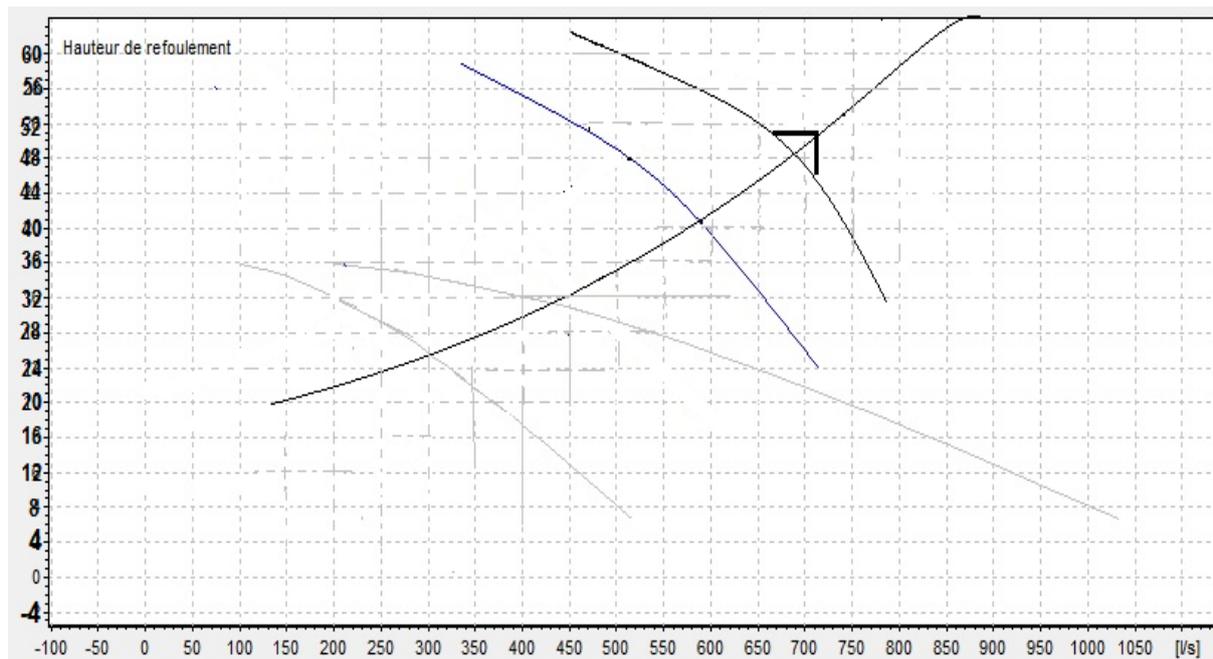


Fig. VII. 10 courbe de la hauteur de refoulement en fonction du débit (CAPRARI)

Dimensionnement de la salle de la station

Tab VII 16 dimensions de la station

Hauteur du bâtiment (m)	H sécurité (m)	0.8	3.8	4
	H levage (m)	3		
Longueur du bâtiment (m)	n.l (m)	4.23	13.73	15
	L int (m)	1		
	L pf (m)	1.5		
	Lr (m)	2		
	Lp (m)	5		
Largeur du bâtiment (m)	L1 (m)	0.25	4.44	5
	L2 (m)	0.2		
	Lp (m)	1.41		
	Ltr (m)	1.52		
	Ldiv (m)	1.26		
	2.s (m)	0.4		

e) PR Khemisti 1

On a un débit de $0.2 \text{ m}^3/\text{s}$

Tab VII 17 dimensions de la bache d'eau

Dimensions	Chambre
Volume (m^3)	145
Hauteur (m)	2.5
Surface (m^2)	58
Longueur (m)	8
Largeur (m)	7.25

Le type de pompe utilisé pour ce Pr

Tab VII 18 choix de la pompe

Pompe	Type	Vitesse (tr/ min)	Bride de refoulement	Passage libre(mm)	Rendement η (%)	Puissance nominale (KW)
KCMMP	KCMMP 11062ND- E	980	DN 200	135	75.8	13
KCD250P EX	KCD250P 11062ND- E	960	DN 250	130	62.4	13
KCD250P	KCD250P 11062ND- E	960	DN 250	130	62.4	13
KCD200N	KCD200N 11042NL- E	1450	DN 200	110	58	14
KCMIN	KCMIN 11042NL- E	1450	DN 150	115	53	14

On se propose de choisir la pompe KCMMP car cette dernière propose un meilleur rendement et une meilleure vitesse

Les caractéristiques de cette dernière sont dans la figure ci-dessous :

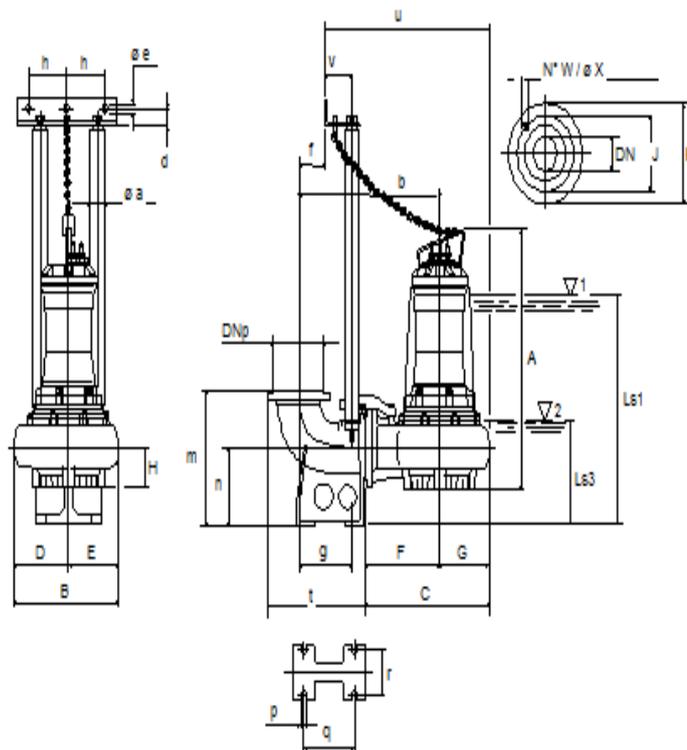


Fig. VII. 11 Caractéristiques de de choisir la pompe KCMMP

Tel que :

Tab VII 19 caractéristiques de la pompe

A = 1165	d= 35	G= 310	K= 395	P = 24	v = 117
B = 615	DN = PN 10	g= 380	Ls1 = 1000	q = 380	w = 12
b = 880	E = 275	h= 158	Ls3 = 470	r = 250	
C= 765	f= 220	H= 185	m= 595	t= 623	
D = 340	F = 455	J = 350	n= 345	u= 970	

Voir annexe

On obtient la courbe caractéristique suivante avec représentation du point de fonctionnement de la pompe :

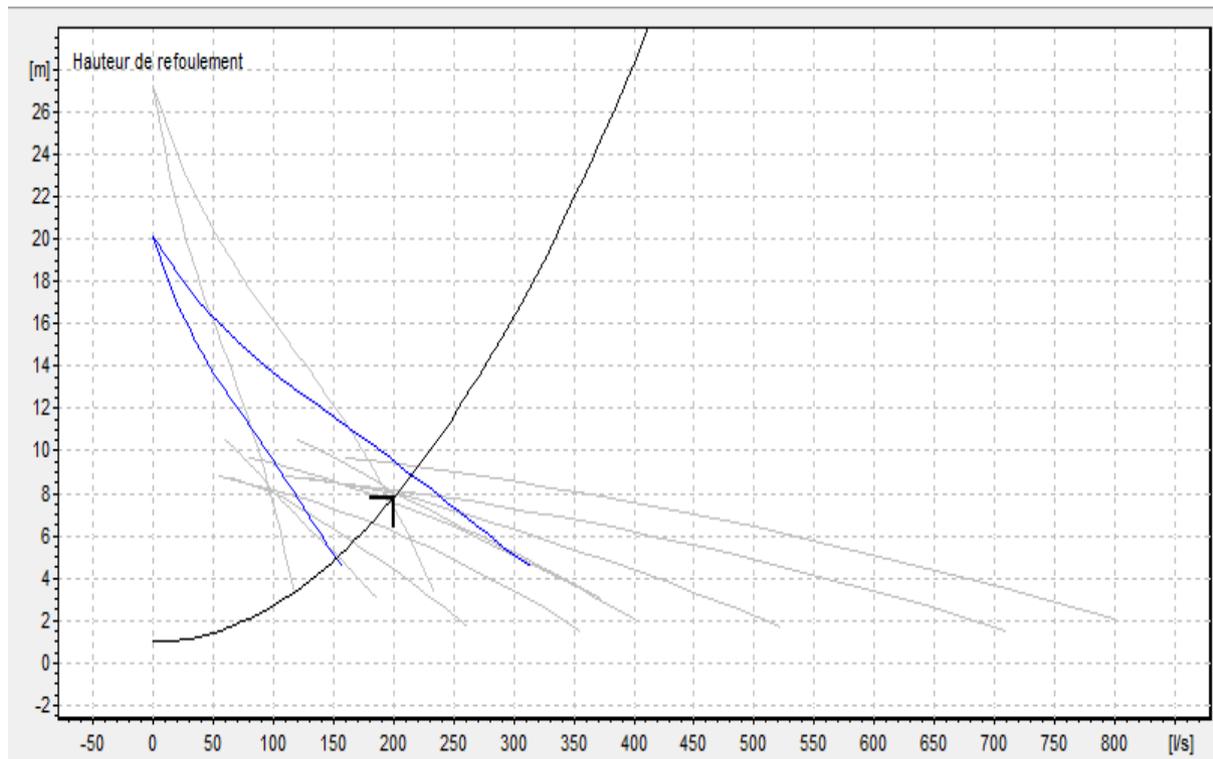


Fig. VII. 12 courbe de la hauteur de refoulement en fonction du débit (CAPRARI)

Dimensionnement de la salle de la station

Tab VII 20 dimensions de la station

Hauteur du bâtiment (m)	H sécurité (m)	0.8	3.8	4
	H levage (m)	3		
Longueur du bâtiment (m)	n.l (m)	3.49	13	14
	L int (m)	1		
	L pf (m)	1.5		
	Lr (m)	2		
	Lp (m)	5		
Largeur du bâtiment (m)	L1 (m)	0.25	3.6	5
	L2 (m)	0.2		
	Lp (m)	1.165		
	Ltr (m)	0.8		
	Ldiv (m)	0.8		
	2.s (m)	0.4		

f) PR Khemisti 2

On a un débit de $0.37 \text{ m}^3/\text{s}$

Tab VII 21 dimensions de la bache d'eau

Dimensions	Chambre
Volume (m^3)	130
Hauteur (m)	2.5
Surface (m^2)	52
Longueur (m)	7.5
Largeur (m)	7

Le type de pompe utilisé pour ce PR est :

Tab VII 22 choix de la pompe

Pompe	Type	Vitesse (tr/ min)	Bride de refoulement	Passage libre(mm)	Rendement η (%)	Puissance nominale (KW)
KCM 250 R	KCM 250R 45062NA-E	980	DN 250	163	78.3	51
KCD 300R (+TSK ; SOK)	KCM 300R 45062RB-E	950	DN 300	143	59.1	51
KCD 300R (+BAK)	KCD 300R 45062NA-E	950	DN 300	143	59.1	51

On se propose de choisir la pompe KCM 250R car cette dernière propose un meilleur rendement et une meilleure vitesse

Les caractéristiques de cette dernière sont dans la figure ci-dessous :

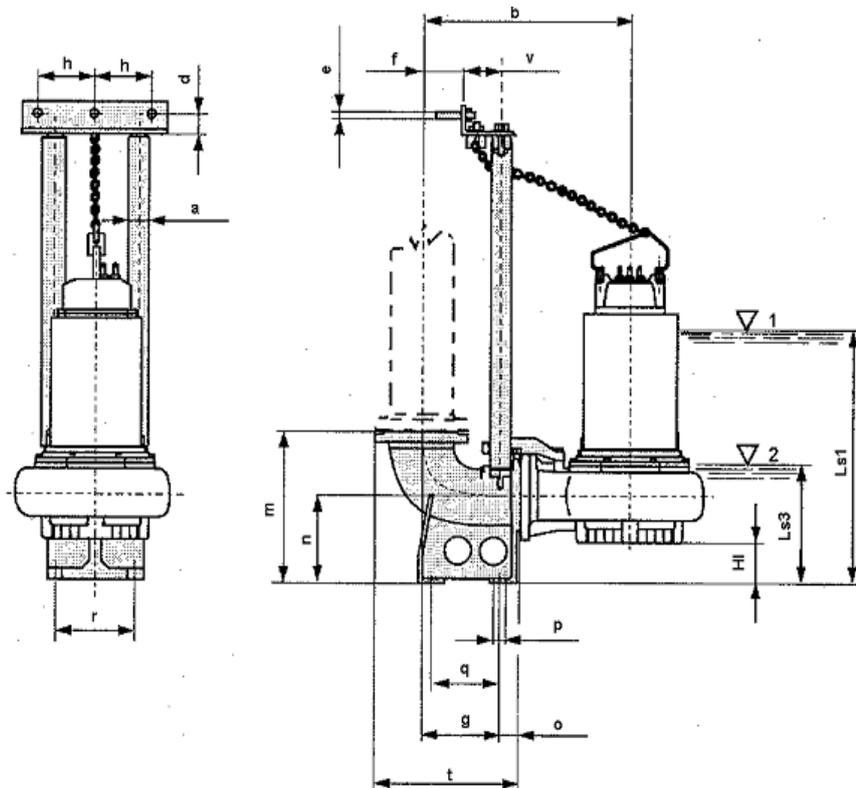


Fig. VII. 13 Caractéristique de la pompe KCM 250R

Tel que :

Tab VII 23 caractéristiques de la pompe

$b = 1120$	$g = 410$	$LS3 = 665$	$r = 360$
$d = 35$	$HI = 270$	$m = 820$	$t = 755$
$DN = PN 10$	$J = 460$	$O = 90$	$v = 117$
$DNp = PN 10$	$K = 505$	$P = 24$	$w = 116$
$f = 295$	$LS1 = 1410$	$q = 475$	

Voir annexe

On obtient la courbe caractéristique suivante avec représentation du point de fonctionnement de la pompe :

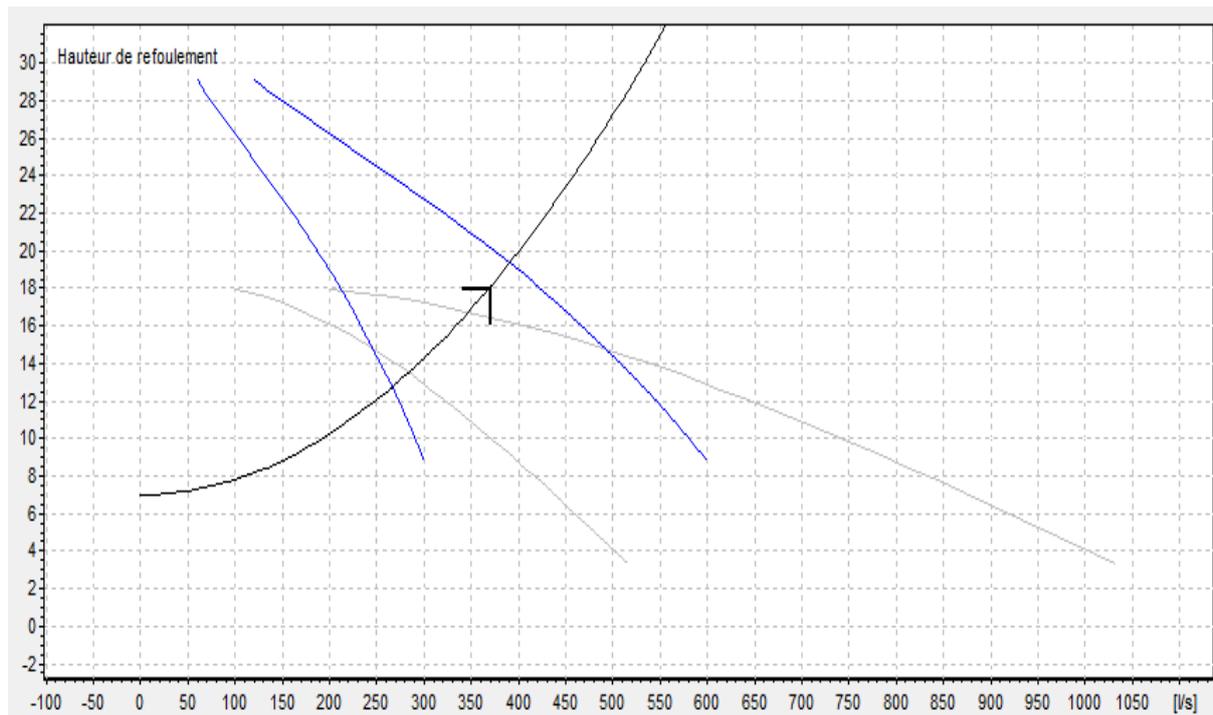


Fig. VII. 14 courbe de la hauteur de refoulement en fonction du débit (CAPRARI)

Dimensionnement de la salle de la station

Tab VII 24 dimensions de la station

Hauteur du bâtiment (m)	H securité (m)	0.8	3.8	4
	H levage (m)	3		
Longueur du bâtiment (m)	n.l (m)	4.23	13.7	14
	L int (m)	1		
	L pf (m)	1.5		
	Lr (m)	2		
	Lp (m)	5		
Largeur du bâtiment (m)	L1 (m)	0.25	5.04	5.5
	L2 (m)	0.2		
	Lp (m)	1.41		
	Ltr (m)	1.52		
	Ldiv (m)	1.26		
	2.s (m)	0.4		

g) PR Bouharoun 1 :

On a un débit de $0.125 \text{ m}^3/\text{s}$

Tab VII 25 dimensions de la bache d'eau

Dimensions	Chambre
Volume (m^3)	90
Hauteur (m)	2.5
Surface (m^2)	36
Longueur (m)	6
Largeur (m)	6

Le type de pompe utilisé pour ce PR est :

Tab VII 26 choix de la pompe

Pompe	Type	Vitesse (tr/ min)	Bride de refoulement	Passage libre(mm)	Rendement η (%)	Puissance nominale (KW)
KCMIL 4P	KCMIL 07542ND-E	1450	DN 150	100	70.1	8.5
KCMMP	KCMMP 07562NG-E	980	DN 200	135	67.9	9
KCD200N (075)EX	KCD200N 07562NA-E	960	DN 200	110	60	9
KCD200N	KCD200N 11042NL-E	1450	DN 200	110	49.4	14

On se propose de choisir la pompe KCMIL 4P car cette dernière propose un meilleur rendement et une meilleure vitesse

Les caractéristiques de cette dernière sont dans la figure ci-dessous :

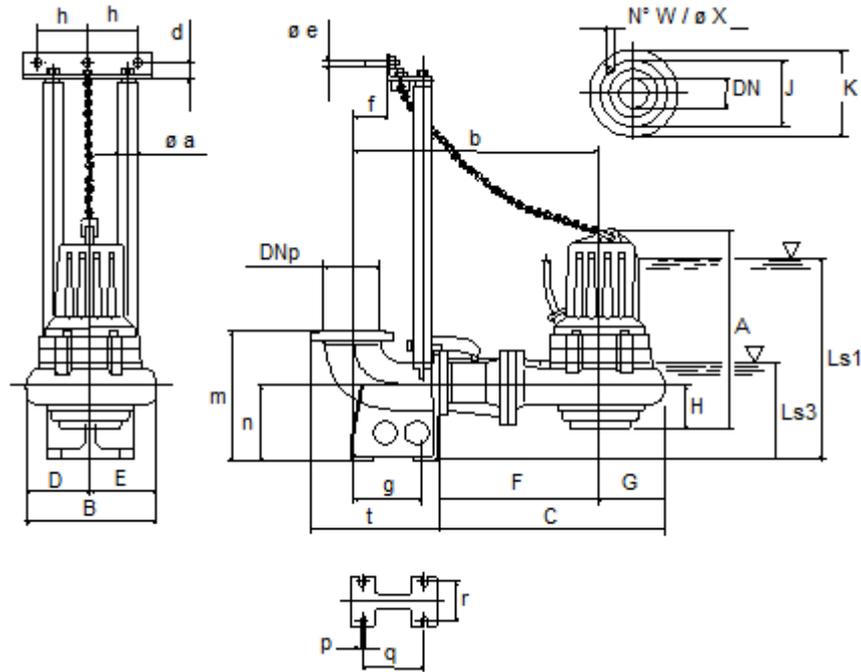


Fig. VII. 15 caractéristiques de la pompe KCMIL 4P

Tel que :

Tab VII 27 caractéristiques de la pompe

A = 715	d= 35	G= 220	K= 285	P = 19	v = 102
B = 439	DN = PN 16	g= 201	Ls1 = 790	q = 214	w = 8
b = 758	E = 199	h= 158	Ls3 = 350	r = 194	
C= 718	f= 75	H= 135	m= 435	t= 403	
D = 240	F = 498	J = 240	n= 235	u= 903	

Voir annexe

On obtient la courbe caractéristique suivante avec représentation du point de fonctionnement de la pompe :

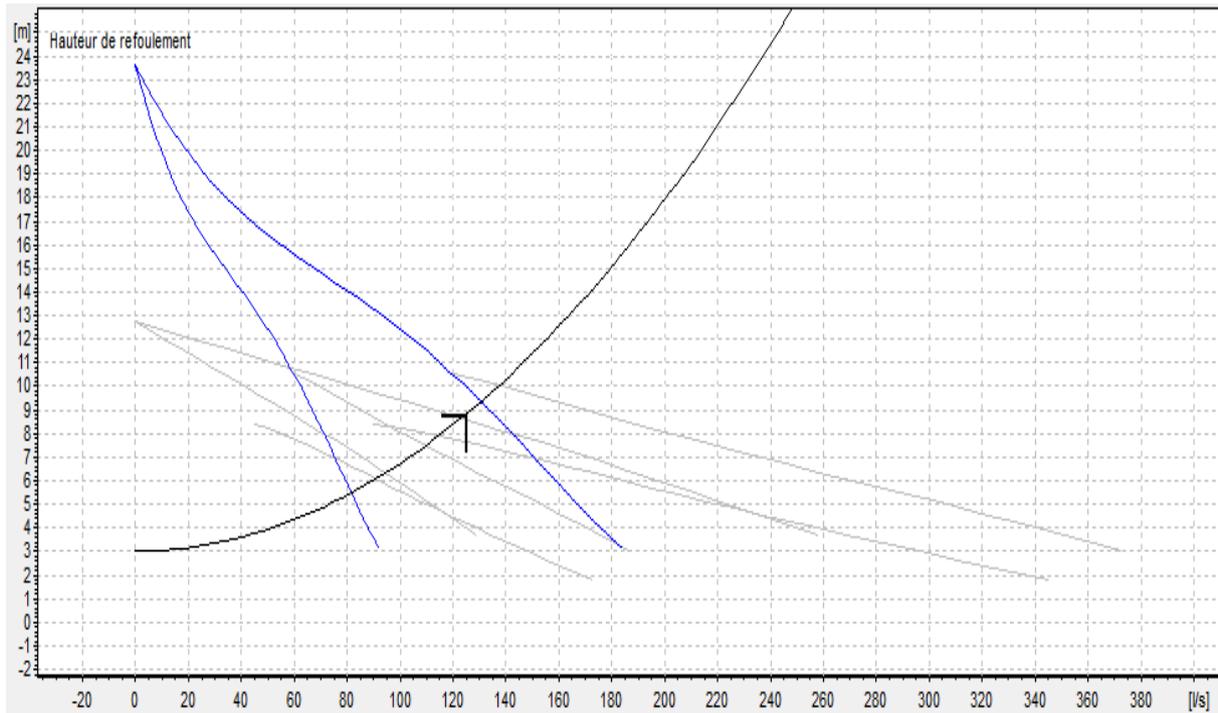


Fig. VII. 16 courbe de la hauteur de refoulement en fonction du débit (CAPRARI)

Dimensionnement de la salle de la station

Tab VII 28 dimensions de la station

Hauteur du bâtiment (m)	H sécurité (m)	0.8	3.8	4
	H levage (m)	3		
Longueur du bâtiment (m)	n.l (m)	2.37	11.87	14
	L int (m)	1		
	L pf (m)	1.5		
	Lr (m)	2		
	Lp (m)	5		
Largeur du bâtiment (m)	L1 (m)	0.25	3.4	5
	L2 (m)	0.2		
	Lp (m)	0.79		
	Ltr (m)	1		
	Ldiv (m)	0.8		
	2.s (m)	0.4		

h) PR Bouharoun 2 :

On a un débit de $0.17 \text{ m}^3/\text{s}$

Tab VII 29 dimensions de la bête d'eau

Dimensions	Chambre
Volume (m^3)	123
Hauteur (m)	2.5
Surface (m^2)	50
Longueur (m)	7.5
Largeur (m)	6.7

Le type de pompe utilisé pour ce PR est :

Tab VII 30 choix de la pompe

Pompe	Type	Vitesse (tr/ min)	Bride de refoulement	Passage libre(mm)	Rendement η (%)	Puissance nominale (KW)
KCM 150R	KCM 150R 45042ND-E	1450	DN 150	102	68.8	51
KCM 250R	KCM 250R 45062NA-E	980	DN 250	163	55.8	51

On se propose de choisir la pompe KCM 150R car cette dernière propose un meilleur rendement et une meilleure vitesse

Les caractéristiques de cette dernière sont dans la figure ci-dessous :

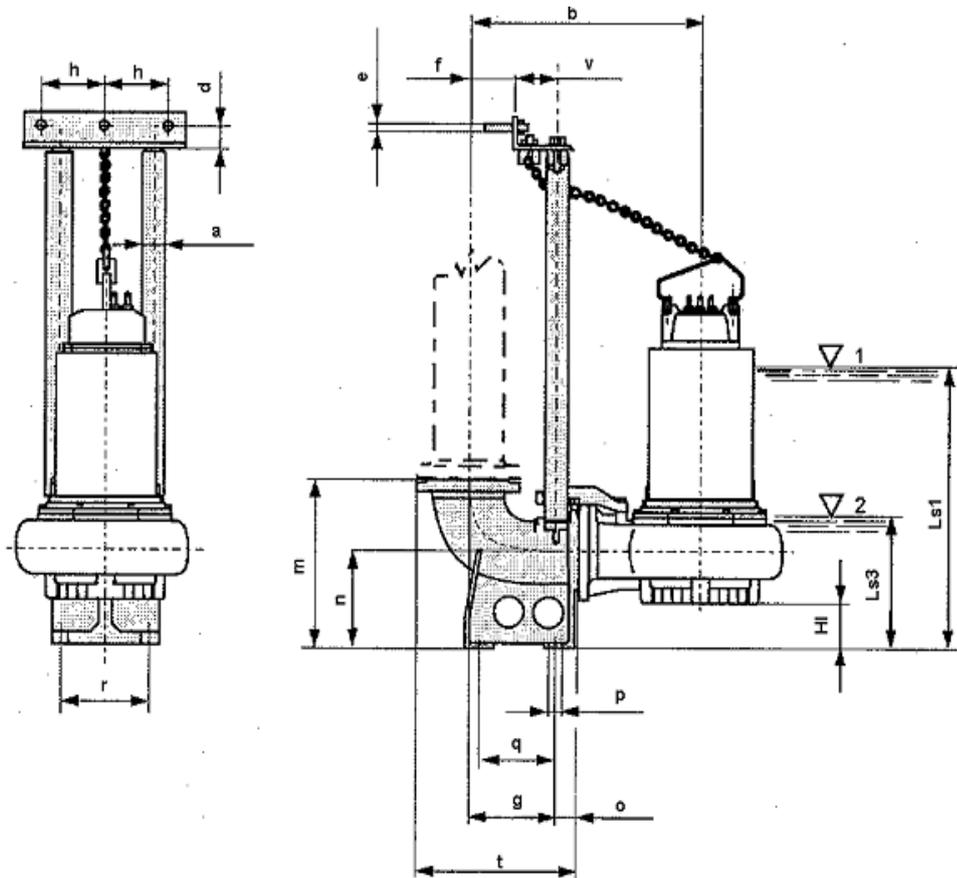


Fig. VII. 17 Caractéristiques de la pompe KCM 150R

Tel que :

Tab VII 31 caractéristiques de la pompe

b = 885	g = 305	LS3 = 445	r = 210
d = 35	HI = 95	m = 540	t = 555
DN= PN 10	J = 295	O =80	v = 117
DNp= PN 10	K = 340	P = 24	w = 8
f = 180	LS1 = 1190	q = 280	

Voir annexe

On obtient la courbe caractéristique suivante avec représentation du point de fonctionnement de la pompe :

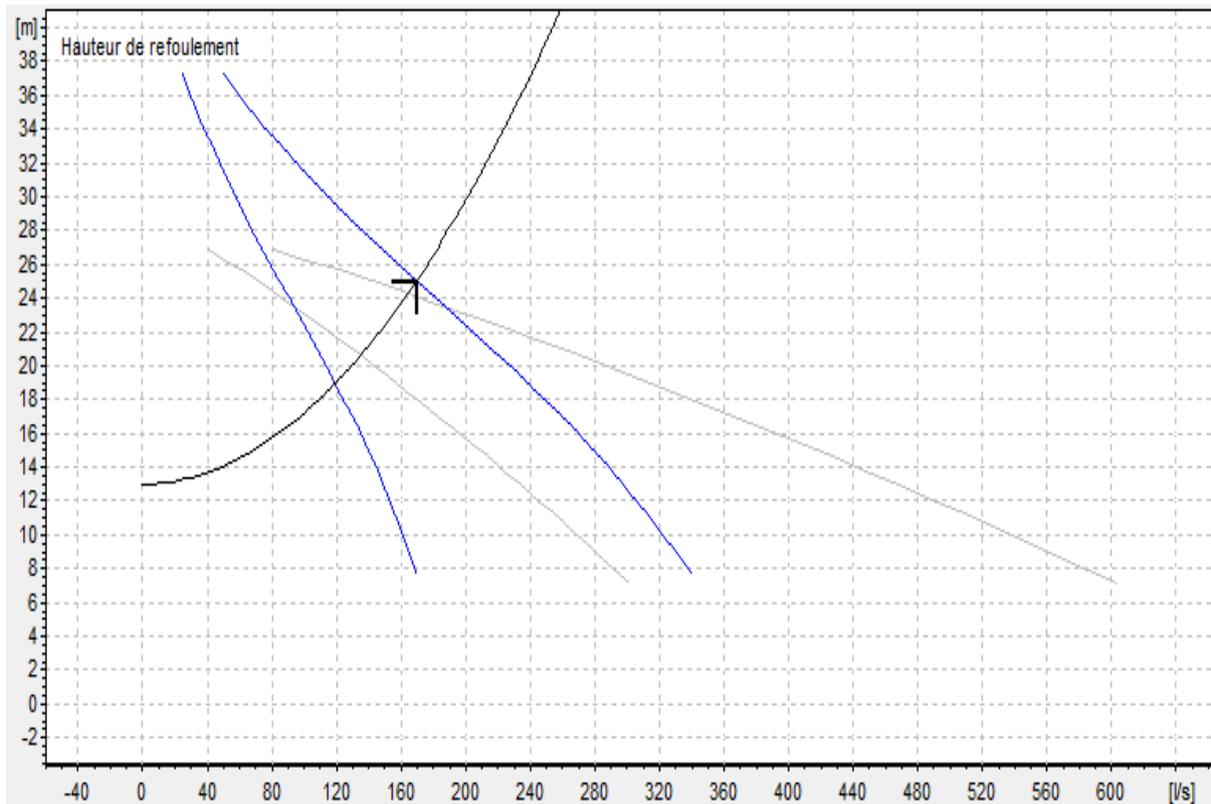


Fig. VII. 18 courbe de la hauteur de refoulement en fonction du débit (CAPRARI)

Dimensionnement de la salle de la station

Tab VII 32 dimensions de la station

Hauteur du bâtiment (m)	H sécurité (m)	0.8	3.8	4
	H levage (m)	3		
Longueur du bâtiment (m)	n.l (m)	3.57	13.1	14
	L int (m)	1		
	L pf (m)	1.5		
	Lr (m)	2		
	Lp (m)	5		
Largeur du bâtiment (m)	L1 (m)	0.25	4.4	5
	L2 (m)	0.2		
	Lp (m)	1.19		
	Ltr (m)	1.4		
	Ldiv (m)	1		
	2.s (m)	0.4		

i) PR Bousmail 1

Pour ce qui concerne le Poste de relèvement de Bousmail 1 on propose de changer la vis d'Archimède par un groupe de pompe qui refoulent de forts débits mais dont la HMT est faible

On propose dans ce cas :

Tab VII 33 dimensions de la bache d'eau

Dimensions	Chambre
Volume (m ³)	338
Hauteur (m)	2.5
Surface (m ²)	135
Longueur (m)	11.5
Largeur (m)	11

Le type de pompe utilisé pour ce PR est :

Tab VII 34 choix de la pompe

Pompe	Type	Vitesse (tr/ min)	Bride de refoulement	Passage libre(mm)	Rendement η (%)	Puissance nominale (KW)
KCD 300Z	KCD300Z 18582RB-E	750	DN 300	143	76.3	21
KCD 300Z (+BAK)	KCD300Z 18582NA-E	750	DN 300	143	76.3	21
KC D250P EX	KCD250P 15062NA-E	960	DN 250	130	72.8	18
KC D250P	KCD250P 15062NA-E	960	DN 250	130	72.8	18
KCD 300R	KCD300R 22062RN-E	950	DN 300	143	66.2	25

On optera pour une pompe KCD 300Z car cette dernière propose un meilleur rendement et une meilleure vitesse

Les caractéristiques de cette dernière sont dans la figure ci-dessous

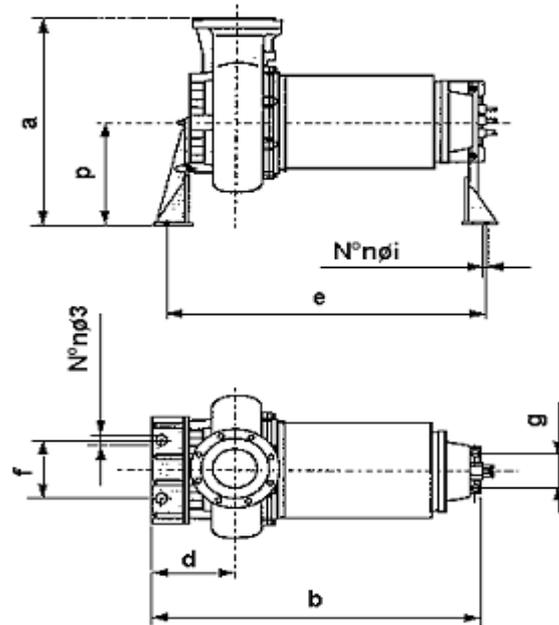


Fig VII. 19 caractéristiques de la pompe

Tel que :

Tab VII 35 caractéristiques de la pompe

$a= 1150$	$e= 1507$	$i= 22$
$b= 1607$	$f= 500$	$n= 2$
$d= 390$	$g= 270$	$p= 530$

Voir annexe

On obtient la courbe caractéristique suivante avec représentation du point de fonctionnement de la pompe :

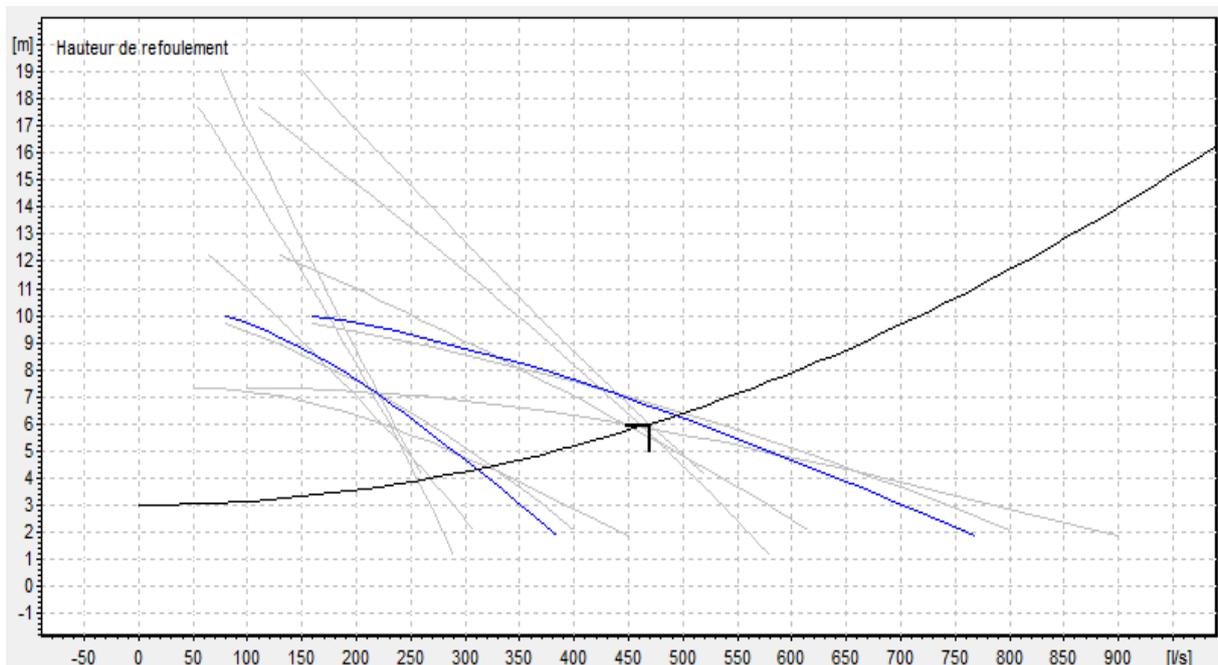


Fig VII. 20 courbe de la hauteur de refoulement en fonction du débit (CAPRARI)

Dimensionnement de la salle de la station

Tab VII 36 dimensions de la station

Hauteur du bâtiment (m)	H sécurité (m)	0.8	3.8	4
	H levage (m)	3		
Longueur du bâtiment (m)	n.l (m)	4.8	14.3	15
	L int (m)	1		
	L pf (m)	1.5		
	Lr (m)	2		
	Lp (m)	5		
Largeur du bâtiment (m)	L1 (m)	0.25	4.57	5
	L2 (m)	0.2		
	Lp (m)	1.19		
	Ltr (m)	1.4		
	Ldiv (m)	1		
	2.s (m)	0.4		

VII.9. Conclusion :

A partir que nous avons vu dans ce chapitre, on peut dire que nous avons pu déterminer 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 les dimensions des bâtiments des différentes stations de relevage .

Equipements auxiliaires

VIII.1. LES VENTOUSES :

Elles se trouvent en général sur les points hauts. Il faut bien distinguer les ventouses permettant l'évacuation d'air de celles permettant, également, l'entrée d'air pour une lutte contre les pressions relatives négatives, mais qui ne peuvent fonctionner que de manière exceptionnelle pour les réseaux d'eau potable. En revanche, elles peuvent jouer un rôle plus étendu lorsque le réseau transporte de l'eau non destinée à la consommation (eaux brutes ou eau destinée à l'irrigation) ou lors du remplissage du réseau et ce quel que soit le type d'eau. Il faut connaître le diamètre de la ventouse ainsi que les coefficients de perte de charge à l'entrée et à la sortie. Les différentes cotes altimétriques sont également nécessaires, en particulier, la cote de l'orifice par rapport à la génératrice supérieure de la conduite.

Une ventouse n'a pas un comportement linéaire en fonction du temps et de la pression. Une étude précise devrait tenir compte notamment du retard, donc de la fiabilité et de l'efficacité, à sa mise en débit lors de son ouverture, mais cette donnée essentielle est difficile à obtenir. La fermeture de la ventouse est à prendre en considération. Le retard à la fermeture est souvent bien plus important (plusieurs dixièmes de seconde) que le retard à l'ouverture.

Ce retard peut occasionner des régimes transitoires. Certains constructeurs proposent des ventouses à fermeture contrôlée à la fin de la purge. Il faut tenir compte de la présence de cette fonctionnalité. Dans tous les cas, il faudra poursuivre les simulations au-delà de la fermeture des ventouses, afin de bien englober ces phénomènes de fin de purge. Dans tout calcul, et en particulier dans les simulations informatiques, les points où sont placées les ventouses sont des points où règne une pression proche de la pression atmosphérique (soit la pression atmosphérique, soit une valeur légèrement inférieure du fait des pertes de charge dans la conduite). C'est pourquoi, il est indispensable dans le choix des nœuds de modélisation de prévoir un ou plusieurs nœud(s) intermédiaire(s) entre deux nœuds où sont modélisées des ventouses pour connaître les différentes pressions le long de la conduite.



Fig VIII. 1 image d'une ventouse hydraulique

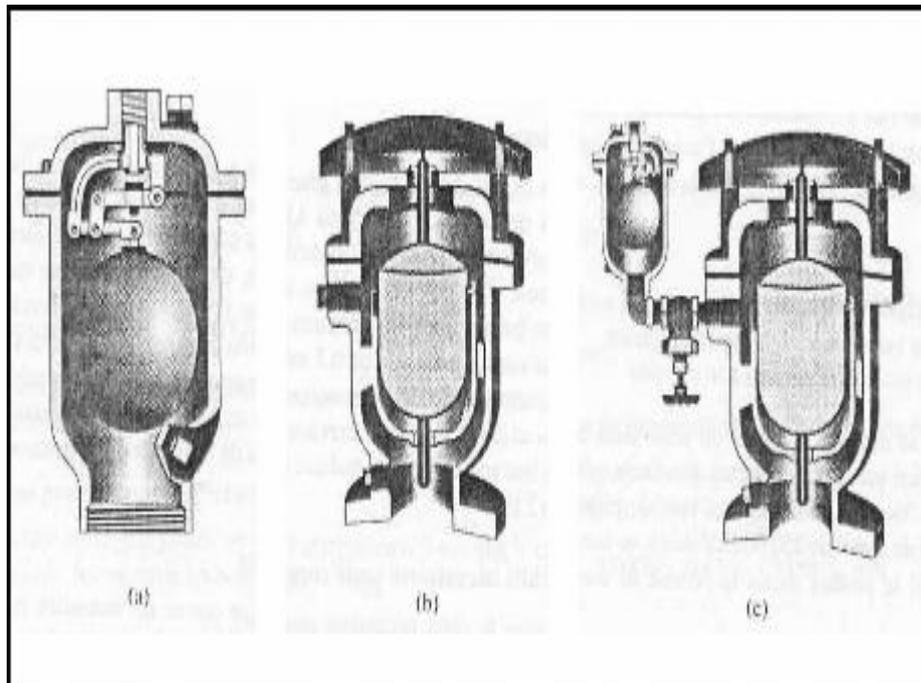


Fig VIII. 2 schéma et coupe d'une ventouse hydraulique

VIII.2. LES SOUPAPES ANTI-BÉLIER :

Leur rôle est d'éliminer localement les pressions supérieures à une valeur donnée, définie par la pression de tarage. Il faut connaître la pression de tarage ainsi que les pertes de charge dans le branchement. Il existe aussi un temps de réaction avant le début de la décharge d'une soupape sauf dans le cas de déchargeur par anticipation. Ce temps de réaction est fortement lié à la distance entre la soupape et le point de la conduite à protéger. Pour que sa réaction soit conforme à celle annoncée par le constructeur, une soupape doit fonctionner de façon préférentielle.



Fig VIII. 3 Photo du dispositif anti bélier (type charlatte)

VIII.3. Conclusion :

Des équipements auxiliaires ont été proposés dans le but d'assurer la longévité des stations, ainsi que le contrôle et l'entretien fréquent des installations des stations de relevage et des ouvrages secondaires (ventouses , système anti bélier ... etc) qui sont très importants pour avoir un bon fonctionnement et une gestion aisée de la station de relevage.

Conclusion générale :

A travers l'étude que nous avons faite sur le refoulement des eaux usées de Tipaza est vers la station d'épuration de Bousmail On peut conclure les points suivants :

- Le choix d'emplacement de la station de relevage a nécessité la connaissance des caractéristiques des régions où on va bâtir nos stations , tel que les caractéristiques climatiques de la région, les caractéristiques des agglomérations, les débits évacués par les habitants...etc ;
- Le choix du type de pompes a nécessité la connaissance des différentes caractéristiques des moyens de refoulement tel que le choix tend vers le type le plus économique et le plus rentable et qui satisfait nos conditions ;
- Le dimensionnement des conduites de refoulement a été fait à la base d'une étude technico-économique ;
- Des équipements auxiliaires ont été proposés dans le but d'assurer la longévité des station, ainsi que le contrôle et l'entretien fréquent des installations des stations de relevage et des ouvrages secondaires (ventouses , système anti béliet ... etc) qui sont très important pour avoir un bon fonctionnement et une gestion aisée de la station de relevage.

Enfin notre travail pourra servir à l'amélioration de la vie des habitants de la zone de Tipaza EST en leur assurant une évacuation des eaux usées en utilisant des stations de relevage, qui refoulent ces eaux vers le collecteur gravitaire et ainsi par la suite vers la Station d'épuration.

Références Bibliographique

- [1] : LAVOISIER « les stations de pompage d'eau ».
- [2] « Les réseaux d'assainissement - Calculs, applications, perspectives ».
- [3] : catalogue des pompes « assainissement & liquides chargés ».
- [4] : F.VALIRON « Gestion des eaux , Ecole National des ponts et chaussées ».
- [5] : P.Schulhof - Les stations de pompage d'eau / 5^{ème} édition
TEC et DOC / Paris juillet 2002.
- [6] : J.djoukam / Cours de station de pompage / Juin 1999.
- [7] : M^r : AKROUCHE ELHABIB « Etude de la réhabilitation de réseau de l'assainissement de la ville de BOUFARIK (W. Blida) ».
- [8] :M^r .BOURKIA MOHAMMED «ETUDE DU RELEVAGE VERS UN COLLECTEUR D'ASSAINISSEMENT (REGION DE BOUDOUAOU)W. BOUMERDES».