الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
وزارة التعليم العالي و البحث العلمي

NATIONAL HIGHER SCHOOL FOR HYDRAULICS
"The MujahidAbdellah ARBAOUI"

المدرسة الوطنية العليا للري
"المجاهد عبد الله عرباوي"

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option : ALIMENTATION EN EAU POTABLE

THEME :

ETUDE DU TRANSFERT DES EAUX POUR L'ALIMENTATION EN EAU POTABLE DES COMMUNES DE HADDADA, KHEDARA ET OULED MOUMEN. A PARTIR DU CHAMPS DE CAPTAGE DE BIR LOUHICHI. W. SOUK-AHRAS

Présenté par :
LATROUS Asma

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
DJOUDAR Dahbia	M.C.A	Présidente
TOUAHIR Sabah	M.A.A	Examinateur
DERNOUNI Youcef	M.A.A	Examinateur
DAHMANE Mouloud	M.C.B	Examinateur
AMMARI Abdelhadi	M.C.A	Promoteur

Session Septembre 2023

Remerciement

Tout d'abord je remercie Dieu le tout puissant de m'avoir donnée la chance et le courage pour réaliser ce travail.

C'est avec un grand plaisir que j'exprime ma profonde gratitude et mes sincères remerciements à mon promoteur : ***Mr AMMARI Abdelhadi.*** *Je lui exprime ma reconnaissance pour ses précieux conseils qui m'ont permis de bénéficier de son expérience et d'acquérir de nombreuses connaissances tout le long de ce travail.*

Je souhaite exprimer mes vifs remerciements envers toutes les personnes qui ont apporté leur aide tout au long de mon travail, particulièrement à mes chers parents et mes frères pour leur encouragement et leur soutien moral aussi je tiens à remercier Mr BOULARES Aggoun et Mr ARAIBIA Akram pour leurs aides

Je souhaite exprimer ma profonde gratitude envers :

Mme DJOUDAR Dahbia qui m'a fait l'honneur de présider mon jury.

Aux membres de jury :

Mme TOUAHIR Sabah

Mr DERNOUNI Youcef

Qui me fait l'honneur d'apprécier et de juger ce travail.

Dédicace

Après toutes les années d'étude pour devenir une ingénieure d'état en hydraulique. Je dédie ce modeste travail à :

Avant tout à ma mère, mon père pour tous les sacrifices qu'ils ont consentis à mon égard et qui m'ont offert toujours un appui sûr par leurs soutiens et leurs encouragements durant toutes ces années de formation.

A mon grand frère Abdallah et sa femme Chaima

Mes petits frères Mouhamed et Abderrahmane.

A Mon promoteur AMMARI Abdelhadi.

A tout ma grande famille.

A mes amies Karima, Loubna, Ines et Roumaissa

A ceux qui m'ont souhaité la réussite au fond de leurs cœur.

ملخص :

تعرف المناطق الحدودية لشرق ولاية سوق اهراس نقصا كبيرا في الموارد المائية خاصة في ظل انعدام المياه السطحية والاعتماد اساسا على المياه الجوفية مما ادى الى مشكل نقص في التزويد بالمياه الصالحة للشرب وبالتالي وجب تدعيم المصادر المائية الحالية.

من خلال هذا المشروع قمنا بتقدير حاجيات هذه المنطقة من الماء على المستوى البعيد(2053) . بناء على هذا حددنا أبعاد مختلف الانابيب اعتمادا على دراسة تقنية واقتصادية كما حددنا حجم الخزانات ومقارنتها مع الخزانات الموجودة بالاضافة الى دراسة محطات الضخ وحماية الأنابيب من ظاهرة مطرقة الماء لنقوم في الاخير بتحديد طرق انجاز المشروع ومختلف العتاد والوسائل اللازمة مع توخي احتياطات الامن والحماية أثناء العمل.

الجدوى الاقتصادية للمشروع أصفرت عن ميزانية قدرت ب 273560835.69 دينار جزائري وفترة انجاز تمتد الى 560 يوم.

الكلمات المفتاحية : مياه سطحية, مياه جوفية, تزويد المياه الصالحة للشرب, محطة ضخ .

Résumé :

Les régions frontalières de l'est de la wilaya de Souk-Ahras connaissent une grave pénurie de ressources en eau, notamment en raison de l'absence des eaux superficielles et de la dépendance principale aux eaux souterraines. Cela a entraîné un problème de manque d'approvisionnement en eau potable, nécessitant ainsi le renforcement des sources d'eau actuelles.

À travers ce projet, nous avons estimé les besoins de cette région en eau à l'horizon d'étude (2053). Sur cette base, nous avons déterminé les dimensions des différents pipelines en fonction d'une étude technique et économique, ainsi que la taille des réservoirs et leur comparaison avec les réservoirs existants, en plus de l'étude des stations de pompage et de la protection des pipelines contre le phénomène du coup de bélier. Enfin, nous avons déterminé les méthodes d'exécution du projet, ainsi que le matériel et les équipements nécessaires, en tenant compte des mesures de sécurité et de protection pendant les travaux.

La faisabilité économique du projet s'est traduite par un budget estimé à 273 560 835,69 dinars algériens (DA), avec une période de réalisation s'étendant sur 560 jours.

Mots clés : eaux superficielles, eaux souterraines, approvisionnement en eau potable, station de pompage.

Abstract:

The border regions in the eastern part of the Souk-Ahras province are facing a severe shortage of water resources, primarily due to the absence of surface water and heavy reliance on groundwater. This has resulted in a problem of insufficient potable water supply, which requires reinforcement of current mobilization of water sources.

Through this project, we have estimated the water needs for the study period (2053). Based on this, we have determined the dimensions of various pipelines through a technical and economic study. We have also identified the size of reservoirs and compared them to existing ones, in addition to study pumping stations and protecting the pipes from water hammer phenomenon. Finally, we have determined the project implementation methods, necessary equipment, and means while taking into consideration security and safety measures during the work. The economic study of the project resulted in a total budget of 273,560,835.69 Algerian dinars, with an implementation period extending to 560 days.

Key-words: surface water, groundwater, insufficient potable water supply, pumping station.

Table de matières

Introduction générale ……1

CHAPITRE I : Présentation de la zone d'étude

Introduction ……3

I .1 Situation géographique……3

I .2 Situation géologique ……4

I.3 Situation climatologique ……5

I.3.1 Les station de mesure……6

I.3.2 Température ……6

I.3.3 Le vent ……6

I.3.4 Humidité de l'air ……7

I.3.5 Les précipitations ……7

I.4 Topographie ……7

I.5 Hydrologie ……8

I.6 sismicité ……9

I.7 Population ……9

I.8 Situation hydraulique actuelle ……10

I.9 Ouvrage de stockage ……11

Conclusion ……11

CHAPITRE II : Estimation des besoins en eau

Introduction ……13

II.1. L'estimation de la consommation moyenne journalière ……13

II.1.1 Consommation moyenne journalière ……13

II.1.2 Besoins domestiques ……13

- Commune de HADDADA ……13
- Commune de KHEDARA ……14
- Commune de OULED MOUMEN ……14

II.1.3 Besoins scolaires ……14

II.1.4 Besoins sanitaires ……15

Table de matières

II.1.5 Besoins administratifs ……..….15

II.1.6 Besoins socioculturels ……..…….16

II.1.7 Besoins commerciaux et industriels ……..16

II.2 Variation de la consommation ……..18

II.3 Etude de la variation des débits journaliers ……..18

II.3.1 Le débit maximum journalier ……18

II.3.2 Le débit minimum journalier ……18

II.4 Etude de la variation des débits horaires ……..19

II.4.1 Débit moyen horaires ……19

II.4.2 Débit maximum horaire ……19

II.4.3 Débit minimum horaire ……..20

II.5 Etude de la variation des débits horaires ……...21

- ❖ Commune de HADDADA et KHEDARA ……21
- ❖ Commune de OULED MOUMEN……22

II.6 Situation hydraulique future ……..22

Conclusion ……..……...24

CHAPITRE III : Etude du stockage

Introduction ……....26

III.1 L'utilité des réservoirs ……....26

III.2 Classification des réservoirs……..…26

III.3. Equipement du réservoir……..26

III.3.1 Conduite d'arrivé ……..27

III.3.2 Conduite de départ……27

III.3.3 Conduite de trop plein……27

III.3.4 Conduite de vidange ……27

III.3.5 Conduite by-pass……27

III.3.6 Matérialisation de la réserve d'incendie……27

Table de matières

- Système à siphon ……27
- Système à deux prises ……..…27

III.4 Emplacements et altitudes des réservoirs……28

III.5 Capacité des réservoirs d'alimentation …….……..28

III.5.1. La méthode analytique…….29

III.6 Dimensionnement des réservoirs…….29

III.6.1 Les graphes de consommation……..29

- ❖ Commune de HADDADA……...…29
- ❖ Commune de KHEDARA ……...30
- ❖ Commune de OULED MOUMEN……..30

III.6.2 Volume du réservoir de stockage…….30

- ❖ Commune de HADDADA et KHEDARA……..……30
- ❖ Commune de OULED MOUMEN……..32

III.6.3 Comparaison entre la capacitée de stockage calculée et la capacitée existante……33

Conclusion …….……..……...33

CHAPITRE IV : Dimensionnement de la conduite de transfert

Introduction …….....35

IV.1. Type d'adduction…….35

IV.1.1. Adduction gravitaire……...……..……...35

IV.1.2. Adduction par refoulement…….…....36

IV.1.3. Adduction mixte…….……36

IV.2. Types d'écoulement dans les conduites d'adduction…….36

IV.2.1. Ecoulement à surface libre……..36

IV.2.2. Ecoulement en charge (sous pression) ..…….36

IV.3. Choix du tracé……37

IV.4. Choix des matériaux de canalisation……..37

- Avantages des conduites en PEHD……..37
- Avantages des conduites en fonte ……..38

Table de matières

IV.5. Calcul hydraulique…….39

IV.5.1. Cas des conduites gravitaire……39

IV.5.2. Cas des conduites de refoulement……40

- ❖ Etude technico-économique (Bilan économique) ……..….40
- Calcul des frais d'investissements amortis ……..40
- Calcul des frais d'exploitations ……...41
  - Calcul des pertes de charge……41
  - Calcul de la puissance absorbée par la pompe……...42
  - Calcul du l'énergie consommée par la pompe (E) en KWh…….42
  - Calcul du frais d'exploitation……42
- Bilan économique ($Bl_{éc}$)……43

IV.6. Dimensionnement des conduites……43

IV.6.1. Dimensionnement des conduites de refoulements……..43

- ❖ Conduite C1……44
- ❖ Conduite C2……....45
- ❖ Conduite C3……46
- ❖ Conduite C4……47
- ❖ Conduite C5……48
- ❖ Conduite C6……49
- ❖ Conduite C7……50
- ❖ Conduite C8……51
  - Récapitulatif des résultats…….55

IV.6.2. Dimensionnement des conduites gravitaires……..55

- ❖ Conduite C9…….56
- ❖ Conduite C10……..56
- ❖ Conduite C11……56
  - Récapitulatif des résultats……...56

Conclusion ……...57

Table de matières

CHAPITRE V : DIMENSIONNEMENT DES STATIONS DE POMPAGE

Introduction…….. 59

V.1. Définition d'une pompe…… 59

V.2 Type de pompe……... 59

V.2.1 Les pompes centrifuges……... 59

V.2.2 Disposition et installation d'une pompe centrifuge…… 60

V.2.2.1 Pompe installée en charge……... 60

V.2.2.2 Pompe installée en aspiration…….. 60

V.3 Choix de type de pompe…… 61

V.4 Choix du nombre de pompe…….. 61

V.5 Couplage des pompes…… 61

V.5 .1 Le couplage en série…….. 61

V.5.2 Le couplage en parallèle……. 61

V.6 Choix de l'emplacement de station de pompage ……62

V.7 Courbes caractéristiques d'une conduite de refoulement…….. 62

V.8. Point de fonctionnement des pompes…….. 63

V.9. Type et mode de réglage……. 63

V.9.1. Débit disponible > Débit appelé…….. 63

1. Réglage qualitatif…… 64
2. Réglage quantitatif…….. 64
3. Diminution du temps du pompage…….. 64
4. Augmentation des pertes de charge dans les conduites de refoulement……. 64
5. Changement de type de la pompe……64
6. Rognage……64

Table de matières

V.9.2. Débit disponible < Débit appelé…….…….…. 65

1. Qualitatif …….…….…65
2. Changement de type de la pompe…….……..... 65
3. Couplage des pompes…….. ..65

V.10. Choix des pompes du projet…….. 65

V.10.1 Pour la station de pompage de Bir Louhichi (SP1)……. 65

- Description de la pompe Choisie…… …66
- Données techniques……....66
- Courbe caractéristique de la conduite reliant SP1 au réservoir tampon de volume 2000m^3…… .67
- Condition de non cavitation……... 69
- Calage de la pompe……..... 71
- Les frais annuels d'énergie…… 71
- Encombrement de la pompe…….. 71
- Calcul génie civil…….. .72
  - Epaisseur des murs du bâtiment……. 72
  - Hauteur du bâtiment……... 72
  - Longueur du bâtiment…… 73
  - Largeur du bâtiment……... 74
  - Dimensions des portes…… 74
  - Dimensionnement des fenêtres…….. 74

V.10.2 Pour la station de pompage de HADDADA (SP2)……. 74

- Description de la pompe Choisie…… 75
- Données techniques……... 76
- Courbe caractéristique de la conduite reliant SP2 au réservoir KHEDARA du volume 300m^3…… 77
- Réglage de la pompe…….. 78
- Condition de non cavitation……... 78
- Calage de la pompe…… 80
- Les frais annuels d'énergie…… 80
- Encombrement de la pompe…….. 80
- Calcul génie civil……... 81

Conclusion…….. 81

Table de matières

Chapitre VI : Protection anti-bélier

Introduction…… 83

VI.1 Définition du coup de bélier…… 83

VI.2 Les causes du coup de bélier…… 83

VI.3 Risques dus aux coups de bélier…….. 83

- Risque de forte pression ……83
- Risque de pression négative ……..83
- Fatigue de la conduite…… 83

VI.4 Protection contre le coup de bélier……84

- Les volants d'inertie……84
- Les soupapes de décharge……...84
- Les réservoirs d'air et les cheminées d'équilibre……84

VI.5 Le principe de fonctionnement du réservoir d'air……84

VI.6 Calcul des réservoirs d'air……85

❖ Méthode de VIBERT……85
❖ Méthode de PUECH ET MEUNIER……85

• Application de la méthode de PUECH ET MEUNIER……86
❖ Conduite C1……..88
- Les données de base du C1……...88
- Calcul de la célérité d'onde……..88
❖ Conduite C2……..89
❖ Conduite C3……..90
- Les données de base du C3……..90
- Calcul de la célérité d'onde……...90
❖ Conduite C4……..91
- Les données de base du C4……...91
❖ Conduite C5……..92
- Les données de base du C5……..92
- Calcul de la célérité d'onde……..92

Table de matières

- ❖ Conduite C6……..93
  - Les données de base du C6……...93
- ❖ Conduite C7……..94
  - Les données de base du C7……...94
- ❖ Conduite C8…….95
  - Les données de base du C8……..95
  - Calcul de la célérité d'onde……..95

VI.6 Protection de la conduite gravitaire contre le coup de bélier……96

- ❖ Application……..96
  - Les données de base du C9……..96
  - Calcul de la célérité d'onde…….96
  - Les données de base du C10……....98
  - Calcul de la célérité d'onde…….98
  - Les données de base du C11……....99
  - Calcul de la célérité d'onde…….99

Conclusion……100

Chapitre VII : Mangement de projet

Introduction……102

VII.1. Définition de l'organisation des travaux…….102

VII.2. Travaux de l'adduction……102

VII.2.1. Implantation du tracé des tranchées…….….102

VII.2.2. Nivellement de la plate-forme de pose……102

VII.2.3. Excavation des tranchées……103

- La profondeur de la tranchée……103
- Largeur de la tranchée……104
- Section de la tranchée……..…104
- Volume des déblais……104
- Le coefficient de foisonnement (C_f)……...104
- Volume excédentaire……..105
- Remblaiement des tranchées……..105

Table de matières

VII.2.4. Pose de canalisation……..106

VII2.4.1 Le Principe de pose des canalisations……...106

VII2.4.2 Type de pose de canalisation……106

- ❖ Pose de canalisations dans un terrain ordinaire……..106
- ❖ Traversée de rivière……107
  - ✓ Premiers cas……107
  - ✓ Deuxième cas……107
- Epreuve de joint et de canalisation……108

VII.3. Les accessoires du système d'adduction……..108

VII.3.1 Les vannes……..108

- Les robinets vannes à opercule……..108
- Les robinets vannes papillons……109

VII.3.2 Les ventouses……109

VII.3.3 Les clapets anti retour……110

VII.3.4 Vannes de décharge……110

VII.3.5 Bouches et poteaux d'incendie……..111

VII.3.6 Les régulateurs de pression……...111

VII.3.7 Mesure de débit et de pression……..112

- ❖ Mesure de débit……112
- ❖ Mesure de la pression……...112

VII.3.8 Joints de raccordement……..112

VII.3.9 Joints de démontage……..112

VII.3.10 Organes de raccordement……112

- ❖ Les Cônes……...113
- ❖ Les croix de jonction……..113
- ❖ Les coudes ……113
- ❖ Les tés ……...113

VII.4. Travaux concernant les stations de pompage……..113

- ❖ Décapage……113
- ❖ Exécution des fouilles……113
- ❖ Coulage du béton de propreté……114
- ❖ Remblayage……114

Table de matières

- ❖ Coulage du béton……...114
- ❖ Maçonnerie……114

VII.5. Equipements et méthodes de construction……..114

VII.6. Les engins de terrassement utilisés……...115

VII.6.1. La pelle hydraulique……116

VII.6.2. Le Bulldozer ou Bouteur…….116

VII.6.3. La chargeuse…….116

VII.6.4. Le compacteur…….116

Application numérique……...116

VII.7. Détermination du volume des travaux de l'adduction…….117

VII.8. Volume des travaux de la station de pompage……..117

- ❖ Application numérique……...117
- Remblai……..117
- Fouille……117
- Remblai compacte de la dalle inférieure……117
- Remblai compacte total……..…….117
- Maçonnerie……118
  - Maçonnerie mur……...118
- Maçonnerie du niveau du demi-poteau a la poutre inférieure……118

VII.8. Evaluation du projet…….119

VII.8.1. Devis quantitatif et estimatif du projet……...119

VII.9. Planification des travaux……..120

VII.9.1. Définitions des tâches et leurs durées……121

VII.9.2. Planification par la méthode du réseau (la méthode CPM)……121

- Le calcul du réseau……..……...122
- Chemin critique……..……123

Conclusion……124

Conclusion générale ……..……124

Liste des tableaux

CHAPITRE I : Présentation de la zone d'étude

Tableau 0.1: Caractéristiques géographiques des stations météorologiques de la région……...6

Tableau I.2: Températures moyennes mensuelles (°C) : Station de Souk-Ahras (1986 – 2013) ……....6

Tableau I.3 : vitesse mensuelle moyennes du vent 2010-2011 ……...7

Tableau I.4 : humidité moyenne relatives mensuelle (2003-2013), Station Souk-Ahras…….……...7

Tableau I.5 : hauteurs moyennes des précipitations en mm (1990-2013) …….……..7

Tableau I.6 : Tableau de répartition de la population on 2023 et l'horizon 2053……10

Tableau I.7 : Tableau représentatif de la situation de production en eau potable pour chaque commune....10

Tableau I.8 : tableau représentatif des réservoirs de stockage au niveau de chaque commune de région d'étude...11

CHAPITRE II : Estimation des besoins en eau

Tableau II.1: Tableau récapitulatif des besoins domestiques commune de HADDADA……..13

Tableau II.2: Tableau récapitulatif des besoins domestiques commune de KHEDARA ……..14

Tableau II.3: Tableau récapitulatif des besoins domestiques commune de OULED MOUMEN ……..14

Tableau II.4: Tableau récapitulatif des besoins scolaires suivant……14

Tableau II.5: Tableau récapitulatif des besoins sanitaires suivant……15

Tableau II.6: Tableau récapitulatif des besoins administratifs suivant……..15

Tableau II.7: Tableau récapitulatif des besoins socioculturels suivant……16

Tableau II.8: Tableau récapitulatif des besoins commerciaux suivant……...16

Tableau II.9: Tableau récapitulatif des déférentes consommation journalière…….……17

Tableau II.10: Tableau récapitulatif de la consommation moyenne journalière de l'agglomération…...17

Tableau II.11: Récapitulation de la consommation moyenne journalière total de l'agglomération à 2053…….17

Tableau II.12: Tableau récapitulatif des débits maximum et minimum à 2053……19

Tableau II.13: Tableau récapitulatif des débits moyens à 2053……19

Tableau II.14: Tableau des variations de coefficient β_{max} ……..20

Tableau II.15: Tableau des variations de coefficient β_{min}……21

Tableau II.16: Tableau récapitulatif des débits minimum à 2053……..21

Tableau II.17: Tableau récapitulatif des débits maximum horaires à 2053……...……21

Tableau II.18: Tableau récapitulatif des ressources en eau existants à 2053…….22

Liste des tableaux

CHAPITRE III : Etude du stockage

Tableau III.1 : Evaluation du volume utile du réservoir pour les agglomérations de HADDADA et KHEDARA.32

Tableau III.2 : Capacités de stockage des deux communes HADDADA et KHEDARA……33

Tableau III.3 : Evaluation du volume utile du réservoir pour la commune de OULED MOUMEN……33

CHAPITRE IV : Dimensionnement de la conduite de transfert

Tableau IV.1 : Caractéristiques des conduites de refoulements……44

Tableau IV.2. Frais d'investissement du conduite C1……..44

Tableau IV.3. Frais d'exploitation du conduite C1……...45

Tableau IV.4. Bilan économique du conduite C1……45

Tableau IV.5. Frais d'investissement du conduite C2……..45

Tableau IV.6. Frais d'exploitation du conduite C2……...46

Tableau IV.7. Bilan économique du conduite C2……46

Tableau IV.8. Frais d'investissement du conduite C3……..46

Tableau IV.9. Frais d'exploitation du conduite C3……..47

Tableau IV.10. Bilan économique du conduite C3……..47

Tableau IV.11. Frais d'investissement du conduite C4……...47

Tableau IV.12. Frais d'exploitation du conduite C4……48

Tableau IV.13. Bilan économique du conduite C4……..……48

Tableau IV.14. Frais d'investissement du conduite C5……..48

Tableau IV.15. Frais d'exploitation du conduite C5……...49

Tableau IV.16. Bilan économique du conduite C5……49

Tableau IV.17. Frais d'investissement du conduite C6……..49

Tableau IV.18. Frais d'exploitation du conduite C6……..50

Tableau IV.19. Bilan économique du conduite C6……50

Tableau IV.20. Frais d'investissement du conduite C7……..50

Tableau IV.21. Frais d'exploitation du conduite C7……..51

Tableau IV.22. Bilan économique du conduite C7……51

Liste des tableaux

Tableau IV.23. Frais d'investissement du conduite C8(PEHD PN16)……..……..51

Tableau IV.24. Frais d'exploitation du conduite C8 (PN16)…….……..52

Tableau IV.25. Bilan économique du conduite C8 (PN16)…….…….52

Tableau IV.26. Frais d'investissement du conduite C8 (PN25)……...53

Tableau IV.27. Frais d'exploitation du conduite C8 (PN25)……53

Tableau IV.28. Bilan économique du conduite C8 (PN25)……..……53

Tableau IV.29. Frais d'investissement du conduite C8 (fonte ductile)……54

Tableau IV.30. Frais d'exploitation du conduite C8 (fonte ductile)……54

Tableau IV.31. Bilan économique du conduite C8 (fonte ductile)……..54

Tableau IV.32. Comparaison entre la fonte ductile et le PEHD PN 25……55

Tableau IV.33. Récapitulatif des différents diamètres calculés débit……..55

Tableau IV.34 : Caractéristiques des conduites gravitaires ……55

Tableau IV.35. Récapitulatif des différents diamètres calculés……..56

CHAPITRE V : DIMENSIONNEMENT DES STATIONS DE POMPAGE

Tableau (V.1) : Résultats de choix des pompes pour SP1…… 65

Tableau (V.2) : Caractéristiques de la pompe de SP1……....66

Tableau (V.3) : Variation de la charge en fonction des débits (pompe SP1 et conduite (SP1- réservoir tampon 2000m^3))…….....68

Tableau (V.4) : Variation de la tension de vapeur d'eau en fonction de la température……69

Tableau (V.5) : Frais annuel totaux pour la station de pompage SP1……71

Tableau (V.6) : Récapitulation des dimensions du bâtiment de la station SP1……..74

Tableau (V.7) : Résultats de choix des pompes pour SP2……75

Tableau (V.8) : Caractéristiques de la pompe de SP2……76

Tableau (V.9) : Variation de la charge en fonction des débits (pompe SP1 et conduite (SP2- réservoir KHEDARA 300m^3)…….. ..77

Tableau (V.10) : Frais annuel totaux pour la station de pompage SP2…… 80

Tableau (V.11) : Récapitulation des dimensions du bâtiment de la station SP2……... 81

Liste des tableaux

Chapitre VI : Protection anti-bélier

Tableau (VI.1) : Tableau représentatif des données de calcul de la célérité d'onde……..87

Tableau (VI.2) : Profil en long de la conduite de refoulement……88

Tableau (VI.3) : Les différentes caractéristiques de la conduite C1……89

Tableau (VI.4) : Calcul de la célérité de la conduite C1……89

Tableau (VI.5) : Profil en long de la conduite C1……89

Tableau (VI.6) : Résultats de calcul des paramètres de la méthode de PUECH et MEUNIER de la conduite C1……..89

Tableau (VI.7) : Les différentes caractéristiques de la conduite C3……..90

Tableau (VI.8) : Calcul de la célérité de la conduite C3……90

Tableau (VI.9) : Profil en long de la conduite C3…….…….90

Tableau (VI.10) : Résultats de calcul des paramètres de la méthode de PUECH et MEUNIER de la conduite C3……..91

Tableau (VI.11) : Les différentes caractéristiques de la conduite C4……91

Tableau (VI.12) : Profil en long de la conduite C4……91

Tableau (VI.13) : Résultats de calcul des paramètres de la méthode de PUECH et MEUNIER de la conduite C4……..92

Tableau (VI.14) : Les différentes caractéristiques de la conduite C5……92

Tableau (VI.15) : Calcul de la célérité de la conduite C5……..92

Tableau (VI.16) : Profil en long de la conduite C5…….92

Tableau (VI.17) : Résultats de calcul des paramètres de la méthode de PUECH et MEUNIER de la conduite C5……..93

Tableau (VI.18) : Les différentes caractéristiques de la conduite C6 ……93

Tableau (VI.19) : Profil en long de la conduite C6……..93

Tableau (VI.20) : Résultats de calcul des paramètres de la méthode de PUECH et MEUNIER de la conduite C6……..94

Tableau (VI.21) : Les différentes caractéristiques de la conduite C7……94

Tableau (VI.22) : Profil en long de la conduite C7……94

Tableau (VI.23) : Résultats de calcul des paramètres de la méthode de PUECH et MEUNIER de la conduite C7……95

Tableau (VI.24) : Les différentes caractéristiques de la conduite C8……95

Tableau (VI.25) : Calcul de la célérité de la conduite C8……..95

Liste des tableaux

Tableau (VI.26) : Profil en long de la conduite C8……..95

Tableau (VI.27) : Résultats de calcul des paramètres de la méthode de PUECH et MEUNIER de la conduite C8……96

Tableau (VI.28) : Les différentes caractéristiques de la conduite C9……..96

Tableau (VI.29) : Calcul de la célérité de la conduite C9……96

Tableau (VI.30) : Les différentes caractéristique de la conduite C10……..98

Tableau (VI.31) : Calcul de la célérité de la conduite C10……..98

Tableau (VI.32) : Les différentes caractéristiques de la conduite C11……99

Tableau (VI.33) : Calcul de la célérité de la conduite C11……..99

Chapitre VII : Mangement de projet

Tableau (VII.1) : Détermination des différents volumes des travaux de l'adduction ……116

Tableau (VII.2) : Différents volumes des stations de pompages SP1 et SP2……...118

Tableau (VII.3) : les travaux des stations de pompage SP1 et SP2…….…….119

Tableau (VII.4) : devis quantitatif et estimatif de l'adduction…….……119

Tableau (VII.5) : devis quantitatif et estimatif des stations des pompages…….…….120

Tableau (VII.6) : Liste des taches et leurs temps d'exécution…….121

Tableau (VII.7) : Tâches qui précèdent et qui succèdent chaque opération sur chantier……..121

Liste des figures

CHAPITRE I : Présentation de la zone d'étude

Figure I.1: Carte de la situation géographique de la zone d'étude…….……1

Figure I.2 : Carte des altitudes de la zone d'étude ...…….8

Figure I.3 : Carte hydrographique de la wilaya de Souk-Ahras ……..……..*8*

Figure I.4 : Carte de zonage sismique du territoire national ……....9

CHAPITRE II : Estimation des besoins en eau

Figure II-1 : Graphique de consommation commune de HADDADA (2053)……..…….…..21

Figure II-2 : Graphique de consommation commune de OULED MOUMEN (2053)…….…..…..22

CHAPITRE III : Etude du stockage

Figure III.1 : Schéma de fonctionnement d'un réservoir. ……..…..*28*

Figure III-2 : Courbe cumulée l de la consommation en eau (2053) commune de HADDADA …..…...29

Figure III-3 : Courbe cumulée de la consommation en eau (2053) commune de KHEDARA…..……..31

Figure III-4 : Courbe cumulée de la consommation en eau (2053) commune de OULED MOUMEN...31

CHAPITRE IV : Dimensionnement de la conduite de transfert

Figure IV.1 : Adduction gravitaire à partir d'une source……..……35

Figure IV.2 : Adduction par refoulement……..……36

Figure IV.3 : schéma représentatif de l'adduction……..……..38

CHAPITRE V : DIMENSIONNEMENT DES STATIONS DE POMPAGE

Figure V.1 : Pompe installé en charge……60

Figure V.2 : Pompe installé en aspiration……...60

Figure V.3 : Graphe représentatif de la détermination de point de fonctionnement…….……..63

Figure V. 4 : Les courbes caractéristiques de la pompe de SP1…….67

Figure V.5 : point de fonctionnement de la pompe du SP1……68

Figure V.6 : Electropompe (SP1) sur socle et leurs différentes distances……..72

Figure VI. 7 : Les courbes caractéristiques de la pompe de SP2……76

Figure VI. 8 : Point de fonctionnement des pompes du SP2……..78

Figure V.9 : Electropompe (SP2) sur socle et leurs différentes distances……..80

Liste des figures

Chapitre VI : Protection anti-bélier

Figure VI.1 : Principe de fonctionnement d'un réservoir d'air……..……85

Chapitre VII : Mangement de projet

Figure VII.1 : Schéma représentatif d'une pose de canalisation dans un terrain ordinaire……..107

Figure VII.2 : Robinets vanne à opercule…….108

Figure VII.3 : Robinets vanne papillon……109

Figure VII.4 : ventouse simple fonction……..110

Figure VII.5 : Clapet anti retour……..110

Figure VII.6 : Poteau d'incendie…….111

Figure VII.7: Réseaux à nœuds (méthode CPM)……123

Liste des planches

Planche N° 1 : Profil en long de l’adduction

Planche N° 2 : Schéma synoptique de l’adduction

Planche N° 3 : Plan des ouvrages de stockage

Planche N° 4 : Plan de la station de pompage

Introduction générale :

L'Algérie est confrontée à un problème croissant de stress hydrique. En raison de la croissance démographique, l'amélioration du niveau de vie et le manque des ressources en eau. Par conséquent, plusieurs régions d'Algérie, notamment les communes de notre zone d'étude, souffrent d'une insuffisance d'approvisionnement en eau potable.

Notre étude s'inscrit dans ce contexte qui consiste à l'étude du transfert des eaux pour l'alimentation en eau potable des communes de HADDADA, KHEDARA et OULED MOUMEN à partir du champ de captage de Bir Louhichi (Wilaya de Souk-Ahras), pour répondre confortablement à la demande à l'horizon 2053.

La zone d'étude dépend entièrement sur les eaux souterraines dans le processus d'approvisionnement en eau potable, pour satisfaire les besoins en eau de la région à l'horizon d'étude 2053 nous besoin d'une quantité en eau parce que les ressources actuelle (forages + sources) ne suffisent pas. L'objectif principal de notre travail consiste à dimensionner le nouveau réseau d'adduction projeté à partir de cinq (05) forages.

Le travail s'articulera sur sept (VII) chapitres :

Dans le premier chapitre nous donne une présentation sur la zone (situation géographique, topographique, climat, nombre d'habitants).

Le deuxième chapitre se consacrera à l'évaluation et au calcul des besoins en eau de chaque commune pour l'horizon de l'étude en 2053.

Le troisième chapitre sera consacré aux réservoirs, notamment à leur emplacement, leur rôle, et à la détermination de leurs capacités.

Le quatrième chapitre portera sur le choix du tracé et des matériaux des canalisations, ainsi que sur l'étude technico-économique nécessaire pour dimensionner les conduites de refoulement et les conduites gravitaires.

Le cinquième chapitre détaillera la détermination du type et du nombre de pompes, l'application des modes de réglage et le dimensionnement de la station de pompage.

Dans le chapitre VI, nous aborderons la protection des stations de pompage et des canalisations contre les phénomènes transitoires.

Le chapitre VII se concentrera sur l'organisation du chantier, en détaillant la planification et la mobilisation des ressources essentielles pour la réalisation et l'exécution des travaux.

Enfin, ce travail se conclura par une conclusion générale.

CHAPITRE I :

PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

CHAPITRE I : Présentation de la zone d'étude

Introduction :

Avant de commencer notre projet ; il convient de présenter le site de notre étude des communes de HADDADA, KHEDARA et OULED MOUMEN (Wilaya de Souk-Ahras), cette présentation permet de connaitre la situation de la zone du point de vue géographique, topographique, climatique et hydrologique ce qui nous permet de prendre des mesures pendant l'mener à bien notre travail.

I. Description générale de la zone d'étude :

I.1 Situation géographique :

La zone de notre étude est située à l'extrémité Est de la wilaya de SOUK-AHRAS sur la frontière Algéro-Tunisienne.

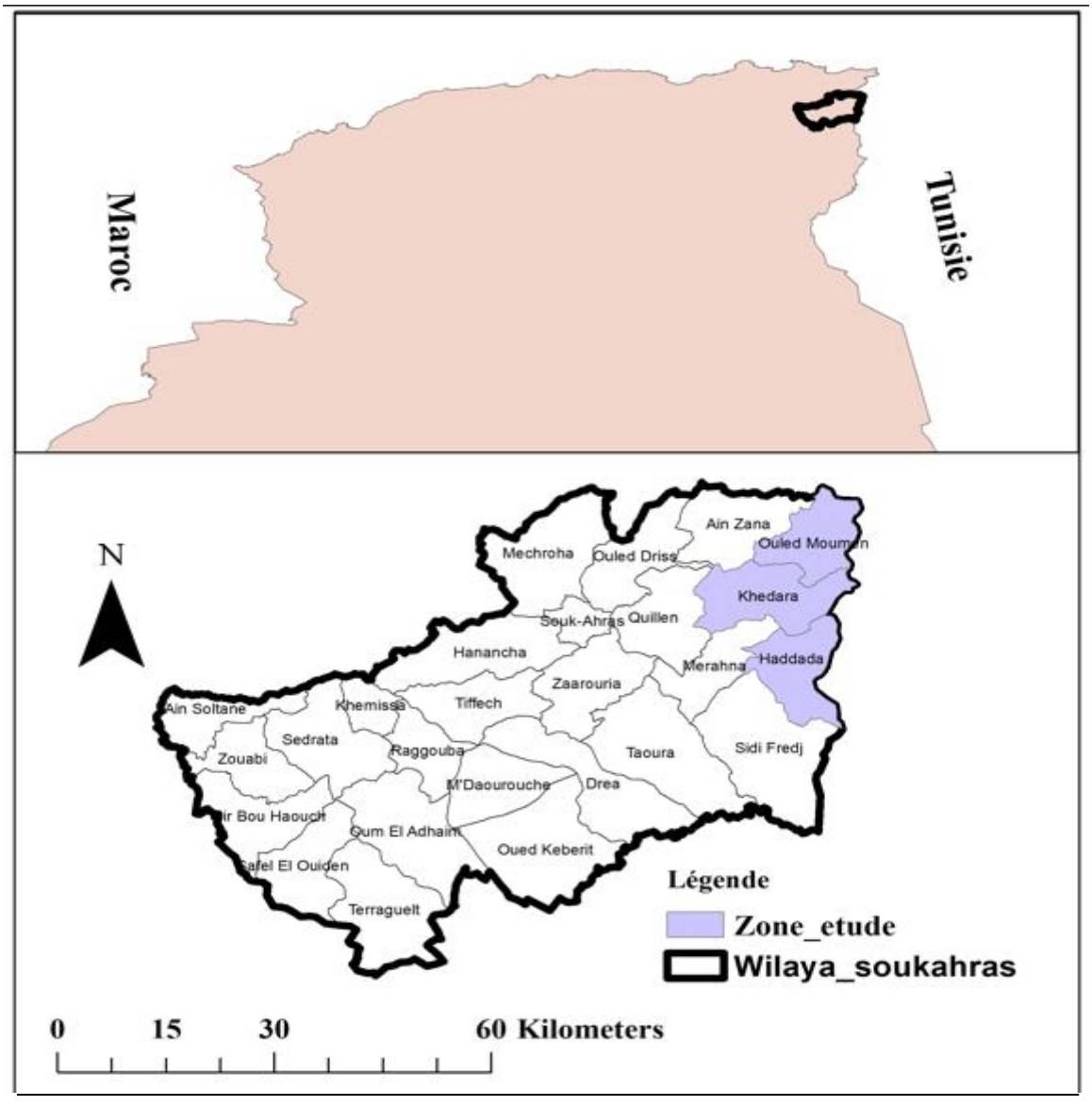


Figure I.1*:* carte de la situation géographique de la zone d'étude.

Les trois zones à desservir sont située à l'extrémité Est de la wilaya de SOUK-AHRAS.

1ère zone : HADDADA qui est délimitée comme suit : '

- Au Nord : par la commune de Khedara
- A l'Est : par Sakiet Sidi Youcef (Tunisie)
- A l'Ouest : par la commune de Merahna
- Au Sud : par la commune de Sidi Fredj

2ème zone : KHEDARA qui est délimitée comme suit :

- Au Nord : par la commune Ouled Moumen
- A l'Est : par Sakiet Sidi Youcef (Tunisie)
- A l'Ouest : par la commune de Oullen
- Au Sud : par les communes de Haddada et Merahna

3ème zone : OULED MOUMEN qui est délimitée comme suit :

- Au Nord : par la wilaya de Taref
- A l'Est : par Sakiet Sidi Youcef (Tunisie)
- A l'Ouest : par la commune de Ain Zana
- Au Sud : par la commune de Khedara

Voir figure N° **I.1**

I.2 Situation géologique :

Les unités litho stratigraphique de la région d'étude (A.Toubal, 1992) comprennent dans l'ordre ascendant suivant :

I.2.1 Le Secondaire

1. Le Trias :

Les formations triasiques affleurent dans notre zone d'étude dans les structures diapiriques. Il apparait au SE (Djebel Kherouba) près de la frontière Algéro-Tunisienne.

Le facies triasique caractérisé par une composition hétérogène de formation gréso-gypso-argileuse, de blocs de calcaire, des dolomies, degrés, argiles et marnes.

2. Le Crétacé :

- **Le Crétacé inférieur :** le Crétacé est caractérisé par des formations de l'Aptien qui affleure dans l'anticlinal de Djebel Ladjbel près de la frontière algéro-tunisienne, caractérisé par un faciès marno-gréseux et de l'Albien qui se trouve en bordures du diapir triasique. Il est représenté d'une importante assise de calcaires noires encadrés de marnes noires.
- **Le Crétacé supérieur :** le Crétacé supérieur couvre une partie majeure de la zone d'étude, du Cénomanien au Maestrichtien. Les faciès les plus importants sont : les marnes à intercalation de calcaire et marnes du Cénomanien (C^1), des calcaires à minces intercalations de marnes du Turonien (C^2) et marno-calcaires et calcaires marneux du Coniacien (C^3).

3. Le Tertiaire :

- **Paléocène :** il est représenté par des marnes noires et d'une intercalation de calcaires marneux gris, d'une épaisseur de 150 m. Le paléocène n'affleure pas dans notre zone d'étude.
- **Miocène inférieur** : les faciès dominants sont les grès et les marnes de couleur noire associés aux conglomérats et aux calcaires d'épaisseurs irrégulières et variables.
- **Miocène supérieur** : représenté par une alternance régulière de marne et de banc de grès séparés les uns des autres par des conglomérats.
- **Mio-Pliocène :** un faciès continental représenté par des formations détritiques dont les argiles est le faciès dominant, l'épaisseur des dépôts est de 350 m.

4. Le Quaternaire :

Selon J.L. DAVIDS (1956), il englobe toutes les formations postérieures à la dernière phase des plissements qui a suivi le dépôt du mio-pliocène continental.

Dans notre zone d'étude, le quaternaire couvre d'importantes superficies. Il se compose en général de formations continentales récentes. Ils sont représentés par les alluvions, les terrasses fluviatiles, des éboulis et de limons et de la croûte calcaire.

I.3 Situation climatologique :

Les communes de HADDADA, KHEDARA et OULED MOUMEN ont un climat méditerranéen avec des étés chauds et secs et des hivers doux et humides.

I.3.1 Les station de mesures :

La Wilaya de Souk-Ahras dispose de quatre stations météorologiques (Tab I.1). La station de Souk-Ahras est la station la plus proche à notre région d'étude, nos calculs sont donc basés sur ses données.

Tableau I.1: Caractéristiques géographiques des stations météorologiques de la région

		Coordonnés		
Station	**Code**	**Longitude**	**Latitude**	**Z(m)**
Souk-Ahras	12.01.01	7°58'E	36°17'N	880
Ain Dalia	12.01.01	7°52'E	36°15'N	670
Taoura	12.01.05	7°50'E	36°53'N	685
Ruines de Khemissa	12.01.04	7°39'E	36°11'N	900

Source : DRE-Souk-Ahras

I.3.2 Température :

C'est un paramètre indispensable à l'étude climatologique, elle participe au bon fonctionnement du cycle de l'eau. Elle intervient dans le développement du rythme biologique des végétaux, et elle facilite l'établissement du bilan hydrique.

Les données de températures disponibles sont des valeurs moyennes mensuelles observées à la station de Souk-Ahras.

Tableau I.2: Températures moyennes mensuelles (°C) : Station de Souk-Ahras (1986 – 2013)

Mois	**Sep**	**Oct**	**Nov**	**Déc**	**Jan**	**Fév**	**Mars**	**Avr**	**Mai**	**Juin**	**Juil**	**Aout**
T_{moy} °C	19.8	16.1	12.2	9.6	9.0	10.7	13.4	15.0	18.1	20.5	22.8	23.1

Source : DRE-Souk-Ahras

L'observation des températures enregistrées montre que :

- A l'échelle mensuelle, les hivers sont très froids et humides, les étés sont chauds et secs avec des enregistrements de température minimale de 9°C au mois de Janvier et maximale de 23.1°C au mois de Août, avec une moyenne annuelle est de 15.9°C. (Tableau I.2).

I.3.3 Le vent :

Le vent est le résultat du déplacement de l'air d'une zone d'hautes pressions vers une zone de basses pressions. Il est caractérisé par sa vitesse (m/s) et sa direction.

Le tableau suivant donne une idée sur la vitesse du vent.

Tableau I.3 : vitesse mensuelle moyennes du vent 2010-2011

Mois	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout	Sep	Oct	Nov	Déc
V_{moy} (m/s)	2.8	2.7	3.3	3.6	3.4	3.9	3.8	3.7	3	3.1	3.1	2.8

Source : DRE-Souk-Ahras

I.3.4 Humidité de l'air :

L'humidité relative de l'air indique l'état de l'atmosphère en interprétant si elle est plus ou moins proche de la condensation. Le tableau suivant montre les variations de l'humidité relative au cours de l'année.

Tableau I.4 : humidité moyenne relatives mensuelle (2003-2013), Station Souk-Ahras.

Mois	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout	Sep	Oct	Nov	Déc	Moy
Hum (%)	63	67.9	73.3	78.4	77.8	67.9	67.3	72	67.3	58.6	51.4	52.5	66.45

Source : DRE-Souk-Ahras

I.3.5 Les précipitations :

Les précipitations sont le premier facteur important du cycle de l'eau et le facteur fondamental qui caractérise le climat d'une région.

Les hauteurs des pluies enregistrées dans la station de Souk-Ahras sont données dans le tableau suivant :

Tableau I.5 : hauteurs moyennes des précipitations en mm (1990-2013).

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout	Total
St Souk-Ahras	40.92	47.95	71.73	109.31	99.48	90.04	71.36	77.73	60.67	21.4	8.67	20.62	720

Source : DRE-Souk-Ahras

En moyenne, les précipitations les plus élevées sont enregistré aux mois du Décembre et Janvier, par contre aux mois de Juillet et Aout les précipitations sont plus basses.

I.4 Topographie :

La wilaya de Souk-Ahras appartient à l'ensemble tellien, une chaîne de montagnes qui s'étend d'Ouest en Est sur l'ensemble de la partie Nord du pays.

La zone d'étude est une zone accidentée telle que 51.4% d'altitudes de commune de HADDADA, 55.6 % d'altitudes de commune de KHEDARA et 36.2% d'altitudes de commune de OULED MOUMEN sont entre 600 à 800 m. (source DRE- Souk-Ahras).

Ceci qui montre qu'il n'y a pas d'uniformité du terrain naturel.

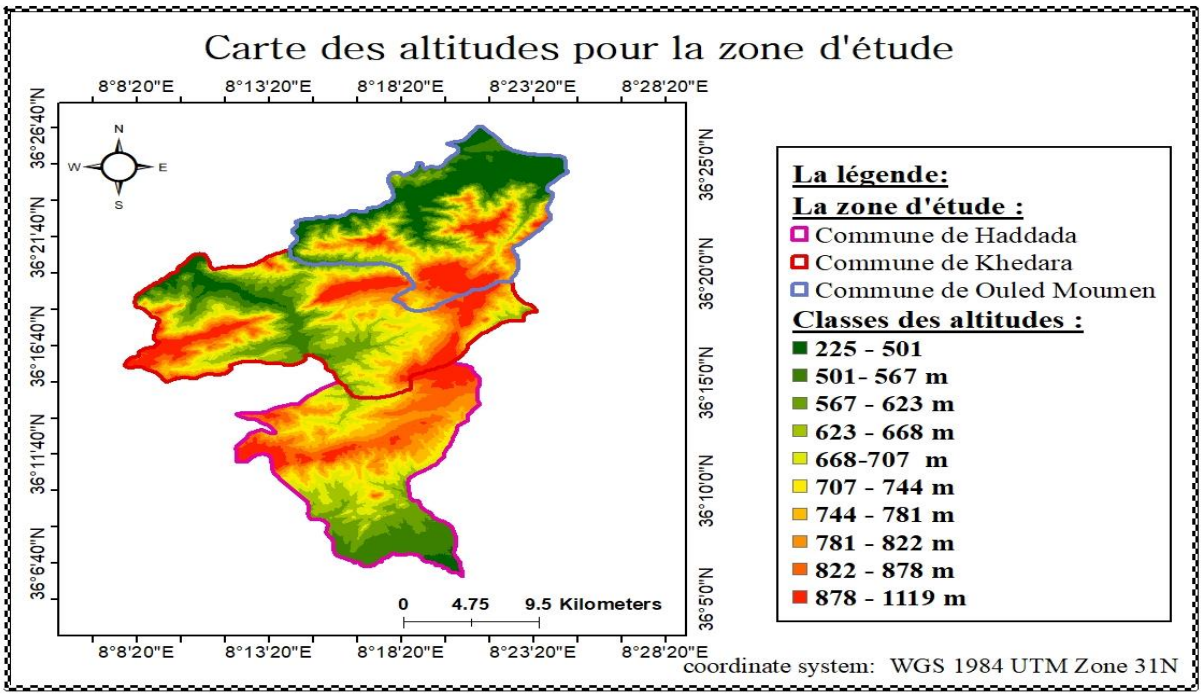


Figure I.2 : La carte des altitudes de la zone d'étude.

I.5 Hydrologie :

La wilaya de Souk-Ahras s'inscrit dans les limites géographiques de trois bassins versants : le bassin versant : Medjerda-Mellegue (N°12), le bassin versant de l'Oued Seybouse (N°14) et le bassin versant des côtiers Est constantinois. Ainsi que la zone d'étude, elle est constituée essentiellement s'une multitude des cours d'eau.

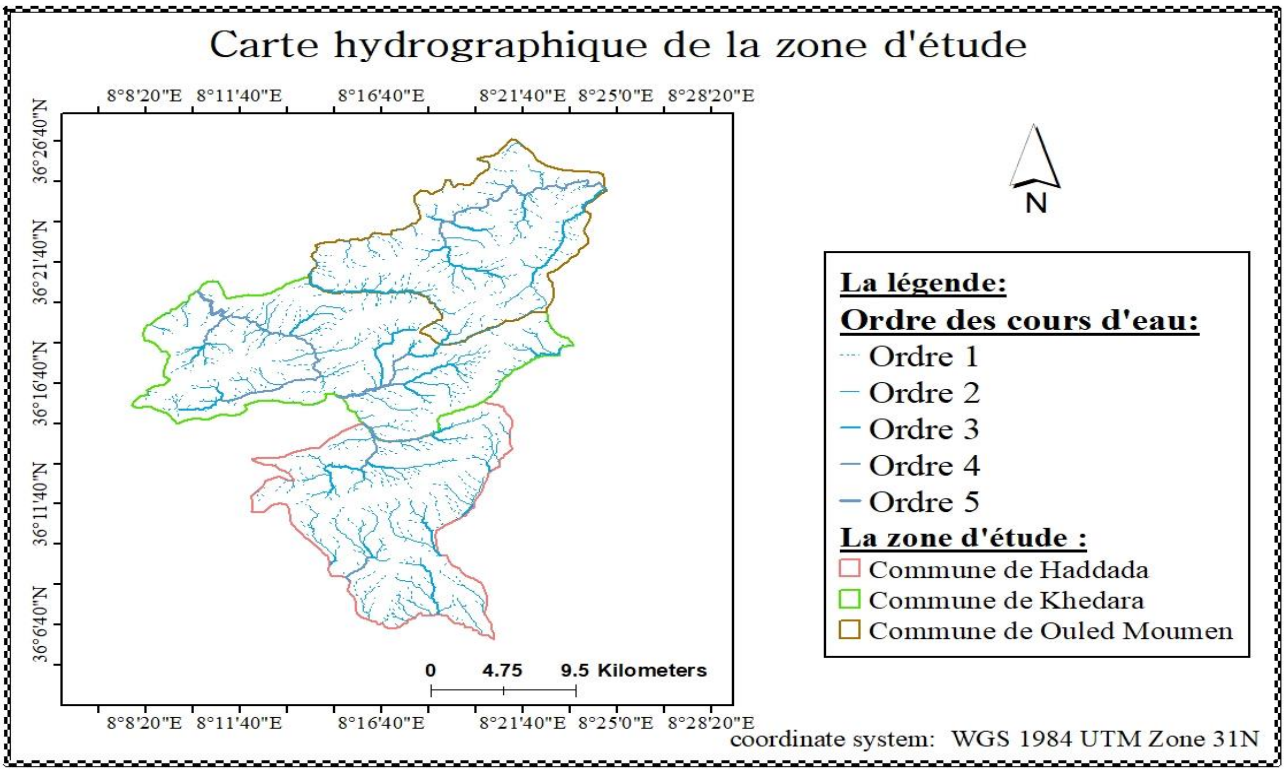


Figure I.3 : Carte hydrographique de la zone d'étude.

I.6 sismicité :

L'Algérie se situé sur une frontière active de plaques au niveau de la convergence entre la plaque africaine et eurasienne. Selon les règles parasismiques algérienne de 1999, le territoire algérien est divisé en quatre zones sismiques :

- Zones O : sismicité négligeable.
- Zones I : sismicité faible.
- Zones 2 : sismicité moyenne.
- Zones 3 : sismicité forte.

Notre zone d'étude est classée zone I : sismicité faible.

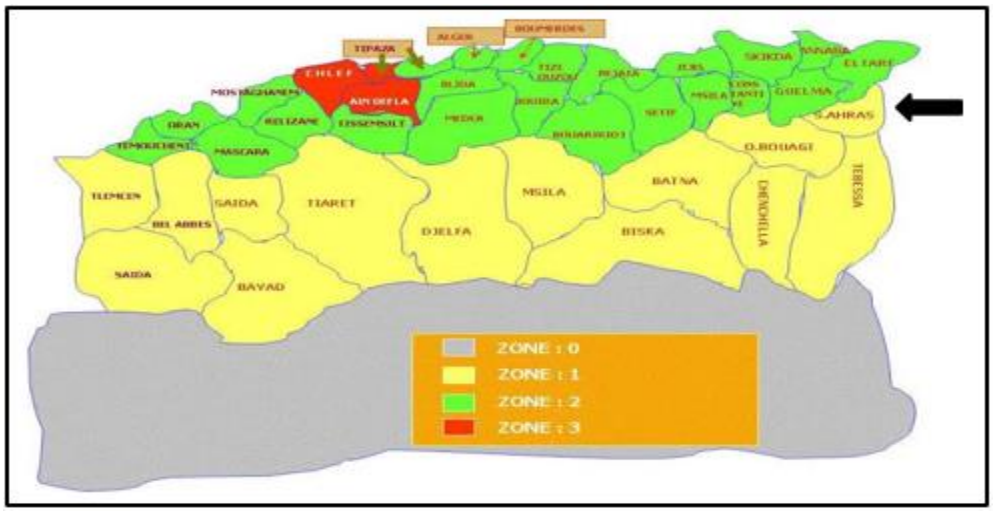


Figure I.4 : Carte de zonage sismique du territoire national

(Source CentreNationaldeRechercheAppliquéeenGenieParasismique,2023)

I.7 Population

Le nombre d'habitant en 2023 est calculée selon les données du recensement générale de la population et de l'habitat de 2023 (RGPH) *(source APC Souk-Ahras)* et le taux d'accroissement *(source PNE)*, ainsi que la population de chaque localité concernée par le réseau d'adduction, à l'horizon du projet c'est-à-dire pour l'année 2053 par la formule suivante :

$$P_n = P_0 \times (1+\tau)^n \qquad \textbf{(I.1)}$$

Avec :

- P_n : Population future prise pour l'horizon du projet (hab).
- P_0 : Population de l'année de référence (hab).
- τ : Taux d'accroissement annuel de la population ; τ = 1.8 *(source PNE)*.
- n : nombre d'années séparant l'année de référence à l'horizon considéré.

Les chiffres dans le tableau suivant relatifs à la population des communes HADDADA, KHEDARA et OULED MOUMEN.

Tableau I.6 : Tableau de répartition de la population on 2023 et l'horizon 2053

Localité	Nbr d'hab 2023	Taux d'accroissement (%)	Nbr d'hab 2033	Nbr d'hab 2043	Nbr d'hab 2053
HADDADA	9607	1.8	11484	13726	16407
KHEDARA	10885	1.8	13011	15552	18590
OULED MOUMEN	2159	1.8	2581	3085	3688
Total	22651	/	27076	32363	38685

I.8 Situation hydraulique actuelle :

Les ressources actuellement utilisées dans notre zone d'étude sont d'origine souterraine et proviennent principalement des forages et sources. Les communes de notre zone d'étude sont gérés par l'ADE- unité de Souk-Ahras.

Tableau I.7 : Tableau représentatif de la situation de production en eau potable pour chaque commune

	Commune de HADDADA		Commune de KHEDARA		OULED MOUMEN	
Type de source	Volume mobilisé (m^3/j)	Volume produit (m^3/j)	Volume mobilisé (m^3/j)	Volume produit (m^3/j)	Volume mobilisé (m^3/j)	Volume produit (m^3/j)
Eau superficielles	/	/	/	/	/	/
Eaux souterraines						
Forages	2344.032	1953.6	505	505	144	144
Sources	86.4	86.4	300	300	150	150
Eau dessalés	/	/	/	/	/	/
SDEM (00)	/	/	/	/	/	/
Production totale	/	2040	/	805	294	294

(Source DRE de Souk-Ahras)

I.9 Ouvrage de stockage :

Les ouvrages de stockages de la zone d'étude sont en bon état.

Tableau I.8 : Tableau représentatif des réservoirs de stockage au niveau de chaque commune de région d'étude.

HADDADA	KHEDARA	OULED MOUMEN
R-800	R-500	R-250
R-1000	R-300	/
R-300*2	R-100*3	/
R-200	/	/

(Source DRE de Souk-Ahras)

Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons présenté la ville et collecter les données et les informations, que ce soit les données concernant la géographie les trois zones à desservir sont située à l'extrémité Est de la wilaya de SOUK-AHRAS sur la frontière Algéro-tunisienne, la topographie notre zone d'étude est une zone accidentée et le climat tell que les communes de HADDADA, KHEDARA et OULED MOUMEN ont un climat méditerranéen aves des étés chauds et secs et des hivers doux et humides. Ces informations représentent la première étape pour l'élaboration de notre projet.

Chapitre II :

Estimation des besoins en eau

CHAPITRE II : Estimation des besoins en eau

Introduction :

Pour dimensionner un système d'AEP, il faut estimer les besoins totaux en eau. Ces derniers nécessitent de prévoir des dotations pour chaque type de consommateur. Cette estimation de la consommation d'eau dépend du développement démographique, les infrastructures existantes. L'estimation est basée sur une évaluation de la population à différents horizons.

II.1. L'estimation de la consommation moyenne journalière :

II.1.1 Consommation moyenne journalière :

Le débit moyen journalier pendant l'année est donné par :

$$Q_{moy\ j} = \frac{Dot \times N_i}{1000} \qquad \text{(II-1)}$$

$Q_{moy\ j}$: consommation moyenne journalière (m^3/j) ;

Dot : dotation moyenne en (l/j/hab) ;

N_i : nombre de consommateurs dans chaque catégorie (hab),

II.1.2 Besoins domestiques :

C'est la consommation en eau des habitants dans leurs domiciles, comprend les besoins de la cuisine, du ménage, de l'arrosage, …etc. L'unité su cette consommation est m^3/jour/habitant.

Sans tenir compte de l'industrie, le besoin moyenne journalière par habitant est estimé comme suit :

Villes de moins de 20 000 habitants : 150 à 200 litres/jour/habitant ;

Villes de 20 000 à 100 000 habitants : 200 à 300 litres/jour/habitant ;

Villes de plus de 100 000 habitants : 300à 400 litres/jour/habitant ;

❖ Commune de HADDADA :

La dotation domestique de commune de HADDADA est représentée dans le tableau (II.1).

Tableau II.1: Tableau récapitulatif des besoins domestiques commune de HADDADA

Horizon	Population	Dotation(l/j/hab)	Q_{moyj} (m^3/j)
2023	9607	130	1248.91
2053	16407	150	2461.05

(Source de dotation : PNE 2010)

❖ Commune de KHEDARA :

La dotation domestique de commune de KHEDARA est représentée dans le tableau (II.2).

Tableau II.2: Tableau récapitulatif des besoins domestiques commune de KHEDARA

Horizon	Population	Dotation(l/j/hab)	Q_{moyj} (m^3/j)
2023	10885	130	1415.05
2053	18590	150	2788.50

(Source de dotation : PNE 2010)

❖ Commune de OULED MOUMEN :

La dotation domestique de commune de OULED MOUMEN est représentée dans le tableau (II.3).

Tableau II.3: Tableau récapitulatif des besoins domestiques commune de OULED MOUMEN

Horizon	Population	Dotation(l/j/hab)	Q_{moyj} (m^3/j)
2023	2159	130	280.67
2053	3688	150	553.20

(Source de dotation : PNE 2010)

II.1.3 Besoins scolaires :

Le tableau (II.4) regroupe les différents besoins scolaires :

Tableau II.4: Tableau récapitulatif des besoins scolaires suivant.

Localités	Type d'équipement	Nombre d'élève	Dotation (l/j/élève)	Régime	Débit (m^3/j)
HADDADA	Primaires C E M Lycée C F P A	1034 740 625 304	10	Externat	10.34 7.40 6.25 3.14
KHEDARA	Primaires C E M Lycée Centre de formation	1180 837 707 218	10	Externat	11.80 8.37 7.07 2.18
OULED MOUMEN	Primaires	300	10	Externat	3.00
Total					59.55

II.1.4 Besoins sanitaires :

Les besoins sanitaires se la région d'étude sont représentés dans le tableau (II.5) :

Tableau II.5: Tableau récapitulatif des besoins sanitaires suivant.

Localités	Type d'équipement	Unité		Dotation (l/j/u)	Débit (m^3/j)
		(m^2)	Lits		
HADDADA	Centre de contrôle médical	900	-	15	13.5
KHEDARA	Maternité	-	40	250	10.0
OULED MOUMEN	Salle de soin	480	-	15	7.20
Total					30.7

II.1.5 Besoins administratifs :

Le tableau (II.6) regroupe les différents besoins administratifs :

Tableau II.6: Tableau récapitulatif des besoins administratifs suivant.

Localités	Type d'équipement	Nombre d'employés	Dotation (l/j/u)	Débit (m^3/j)
HADDADA	Daïra	20	15	0.300
	APC	20	15	0.300
	CNAS	15	15	0.225
	Banque	10	15	0.150
	Algérie TEL	12	15	0.180
	Subdivision T-P	10	15	0.150
	Siège sûreté	18	80	1.440
	Brigade de gendarmerie	15	80	1.200
	Unité de protection civile	20	100	2.000
KHEDARA	Siège APC	25	15	0.375
	Agence postale	20	15	0.300
	Subdivision service agriculture	09	15	0.135
	Unité de pompiers	15	80	1.200
	Brigade de gendarmerie	20	80	1.600
OULED MOUMEN	Une annexe de l'APC	15	15	0.225
	Brigade de gendarmerie	12	80	0.960
Total				**10.749**

II.1.6 Besoins socioculturels :

Le tableau (II.7) regroupe les différents besoins socioculturels :

Tableau II.7: Tableau récapitulatif des besoins socioculturels suivant.

Localités	Type d'équipement	Unité	Quantité	Dotation (l/j/u)	Débit (m3/j)
HADDADA	Mosquée	Fidèle	1200	05	6.000
	Stade	Sportif	130	50	6.500
	Bibliothèque	Personne	100	10	1.000
	Maison de jeune	Personne	170	05	0.860
	Jardin	(m^2)	600	15	9.000
KHEDARA	Mosquée	Fidèle	1400	05	7.000
	Maison de jeune	Personne	198	05	0.990
	Stade	Sportif	140	50	7.000
	Bibliothèque	Personne	110	10	1.100
	Centre culturel	Personne	80	10	0.800
	Aire de jeux	(m^2)	1020	05	5.100
OULED MOUMEN	Mosquée	Fidèle	500	05	2.5
	Stade	Sportif	110	50	5.5
	Espace vert	(m^2)	220	15	3.3
Total					56.65

II.1.7 Besoins commerciaux et industriels :

Le tableau (II.8) regroupe les différents besoins commerciaux :

Tableau II.8: Tableau récapitulatif des besoins commerciaux suivant.

Localités	Type d'équipement	Unité	Quantité	Dotation (l/j/u)	Débit (m3/j)
HADDADA	Marché	(m^2)	800	05	4
	Abattoirs	Tête	4	300	1,2
	Parc APC	Agent	10	05	0,05
	Locaux commerciaux	Employé	10	50	0,5
	Hôtel	Lits	30	120	3,6
KHEDARA	Locaux commerciaux	Employé	15	50	0,75
	Station de transport urbain	Employé	20	05	0,1
	Parc APC	Agent	15	05	0.075
OULED MOUMEN	Marché couvert	(m^2)	400	05	2
	Locaux commerciaux	Employé	5	50	0,25
	Un Parc	(m^2)	300	05	1,5
Total					14.025

Source des dotations : Ouvrage de Plomberie Sanitaire 1986 /Source des équipements : Direction de l'urbanisme, de l'architecture et de la construction (PDAU).

Les besoins des différentes consommations calculés ci-avant sont regroupés dans le tableau (II.9):

Tableau II.9: Tableau récapitulatif des déférentes consommation journalière

Localités	Besoins scolaires (m^3/j)	Besoins sanitaires (m^3/j)	Besoins administratifs (m^3/j)	Besoins socioculturels (m^3/j)	Besoins commerciaux et industriels (m^3/j)	Total (m^3/j)
HADDADA	27.13	13.5	5.954	23,36	9.35	79.294
KHEDARA	29.42	10.0	3.610	21.99	0.925	65.945
OULED MOUMEN	3.00	7.20	1,185	11.30	3.75	26.435

La consommation moyenne journalière totale des localités de la zone de notre étude à l'horizon du projet 2053 est montrée sans le tableau (II.10) :

Tableau II.10: Tableau récapitulatif de la consommation moyenne journalière de l'agglomération

Localité	HADDADA	KHEDARA	OULED MOUMEN
Besoins domestiques (m^3/j)	2461.050	2788.500	553.20
Besoins d'équipements (m^3/j)	79.294	65.945	26.435
Total	2540.344	2854.445	579.635

Pour calculer le débit moyen journalier total, il est nécessaire de prendre en considérant les pertes d'eau du réseau qui peuvent être caractérisées par un coefficient (K_F).

Alors le débit moyen journalier total est calculé comme suit :

$$Q_{moyj\,tot} = Q_{moyj} \times K_F \quad \text{(II-2)}$$

Tell que :

$Q_{moyj\,tot}$: débit moyen journalier total (m^3/j) (tenant compte des fuites et gaspillage).

Q_{moyj} : débit moyen journalier (m^3/j).

K_F : coefficient de majoration, on l'estime à 75% le rendement du réseau *(source : PNE)*. K_F=1/0.75 =1.3.

La consommation moyenne journalière totale pour l'horizon du projet est calculée dans le tableau (II.11) :

Tableau II.11: Récapitulation de la consommation moyenne journalière total de l'agglomération à 2053

Localité	HADDADA	KHEDARA	OULED MOUMEN
$Q_{moyj\,tot}$ (m^3/j)	3302.447	3710.778	753.525

II.2 Variation de la consommation :

Les débits de consommation sont soumis à plusieurs variations dans le temps en raison de plusieurs facteurs, cette variation peut être annuelles, mensuelles ou bien journalière qui dépend du jour le plus chargé dans la semaine, ainsi une variation horaire sui dépend de graphique de consommation de la population.

II.3 Etude de la variation des débits journaliers :

En premier lieu, il est nécessaire d'établir le mode de fonctionnement d'un système d'alimentation en eau qui permet de connaitre les habitudes de la consommation d'eau des différents types de consommateurs formant l'agglomération, aussi déduire les débits journaliers maximum et minimum consommés. Le rapport entre la consommation maximale quotidienne et la consommation moyenne quotidienne est appelé le coefficient d'irrégularité journalière maximum K_{maxj}.

De même il existe un coefficient d'irrégularité journalière minimum K_{minj} qui est le rapport de la consommation minimale journalière à la consommation moyenne journalière.

II.3.1 Le débit maximum journalier :

Cette consommation est calculée par la formule suivant :

$$Q_{\max\ j} = Q_{moy\ j\ tot} \times K_{\max\ j} \quad [m^3/j] \quad \text{(II-3)}$$

Avec

$Q_{moy\ j\ tot}$: Débit moyen journalier total.

$Q_{\max\ j}$: Débit maximum journalier.

$K_{\max\ j}$: Coefficient d'irrégularité de la consommation journalière maximale varie entre 1.1 et 1.3.

Dans notre projet on prend $K_{\max\ j}$ = 1.2

II.3.2 Le débit minimum journalier :

Cette consommation est calculée par la formule suivant :

$$Q_{\min\ j} = Q_{moy\ j\ tot} \times K_{\min\ j} \quad [m^3/j] \quad \text{(II-4)}$$

Avec

$Q_{\min\ j}$: Débit minimum journalier total.

$K_{\min\ j}$: Coefficient d'irrégularité de la consommation journalière minimale varie entre 0.7 et 0.9.

Dans notre projet on prend $K_{\min\ j}$ = 0.8

Tableau II.12: Tableau récapitulatif des débits maximum et minimum à 2053

Localité	$Q_{moy\,j\,tot}$ (m^3/j)	$K_{\max\,j}$	$Q_{\max\,j}$ (m^3/j)	$K_{\min\,j}$:	$Q_{\min\,j}$ (m^3/j)
HADDADA	3302.447	1.2	3962,937	0.8	2641,958
KHEDARA	3710.778		4452,934		2968,622
OULED MOUMEN	753.525		904,23		602,82

II.4 Etude de la variation des débits horaires :

Ce sont des débits utilisés dans les calculs de réseau de distribution que ce soit pour le dimensionnement du réseau (Q_{max}), ou bien pour repérer les fuites (Q_{min}), …etc.

II.4.1 Débit moyen horaires :

C'est le débit maximum journalier divisé sur 24h.

$$Q_{moy\,h} = \frac{Q_{\max j}}{24} \quad [m^3/h] \qquad \text{(II-5)}$$

Avec

$Q_{\max\,j}$: Débit maximum journalier en m^3/j

$Q_{moy\,h}$: Débit moyen horaire en m^3/h

Tableau II.13: Tableau récapitulatif des débits moyens à 2053

Localité	HADDADA	KHEDARA	OULED MOUMEN
$Q_{\max\,j}$ (m^3/j)	3962,937	4452,934	904,23
$Q_{moy\,h}$ (m^3/h)	165.122	185.539	37.676

II.4.2 Débit maximum horaire :

Le débit journalier subit des variations durant les 24 heures de la journée, mais il existe une heure ou la consommation est maximale, ce débit est déterminé comme suit :

$$Q_{\max h} = Q_{moy\,h} \times K_{\max h}\ [m^3/h] \quad \text{(II-6)}$$

Avec

$Q_{\max h}$: Débit maximum horaire en m^3/h.

$K_{\max h}$: Coefficient d'irrégularité maximale horaire.

II.4.3 Débit minimum horaire :

Le débit journalier subit des variations durant les 24 heures de la journée, mais il existe une heure ou la consommation est minimale, ce débit est déterminé comme suit :

$$Q_{\min h} = Q_{moy\,h} \times K_{\min h}\ [m^3/h] \quad \text{(II-7)}$$

Avec

$Q_{\min h}$: Débit minimum horaire en m^3/h

$K_{\min h}$: Coefficient d'irrégularité minimale horaire

D'autre part le coefficient d'irrégularité $K_{\max h}$ est déterminé comme suit :

$$K_{\max h} = \alpha_{max} \times \beta_{max} \quad \text{(II-8)}$$

Avec

α_{max} : coefficient qui tient compte du confort des équipement de l'agglomération et du régime de travail, il varie entre 1.2 et 1.4 et dépend du niveau de développement local. On prend α_{max} = 1.2.

β_{max} : coefficient lié à l'accroissement de la population.

Tableau II.14: Tableau des variations de coefficient β_{max}

Habitant	<1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	50000
β_{max}	2	1.8	1.6	1.5	1.4	1.3	1.2	1.15

Les résultats de calcul pour ce projet est représenté dans le tableau suivant :

Tableau II.14: Tableau récapitulatif des débits maximum à 2053

Localité	Population	β_{max}	α_{max}	$K_{\max h}$	$Q_{moy\,h}\ (m^3/h)$	$Q_{\max h}\ (m^3/h)$
HADDADA	16407	1.25	1.2	1.5	165.122	247.683
KHEDARA	18590	1.25	1.2	1.5	185.539	278.308
OULED MOUMEN	3688	1.55	1.2	1.86	37.676	70.0777

Par le même principe on détermine $K_{\min h}$:

$$K_{\min h} = \alpha_{min} \times \beta_{min} \quad \text{(II-9)}$$

α_{min} : coefficient qui tient compte du confort des équipement de l'agglomération et du régime de travail, il varie entre 0.4 et 0.6. On prend α_{min} = 0.4.

β_{min} : coefficient lié à l'accroissement de la population. On prend β_{min} = 0.45

Tableau II.15: Tableau des variations de coefficient β_{min}

Habitant	<1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	50000
β_{min}	0.1	0.1	0.1	0.2	0.25	0.4	0.5	0.6

Tableau II.16: Tableau récapitulatif des débits minimum à 2053

Localité	Population	β_{min}	α_{min}	$K_{\min h}$	$Q_{moy\,h}\,(m^3/h)$	$Q_{\min h}\,(m^3/h)$
HADDADA	16407	0.45	0.4	0.18	165.122	29.722
KHEDARA	18590	0.45	0.4	0.18	185.539	33.397
OULED MOUMEN	3688	0.15	0.4	0.06	37.676	2.260

En utilisant le tableau de la répartition horaire des pourcentages du débit maximum journalier en fonction du nombre d'habitan (le tableau est donné en annexe)

On peut calculer le débit maximum horaire à partir coefficient de pointe horaire ($K_{p.h}$) par les relations suivantes :

$$Q_{\max h} = K_F \times K_{p.j} \times K_{p.h} \times Q_{moy.j} \quad \text{(II-10)}$$

Tableau II.17: Tableau récapitulatif des débits maximum horaires à 2053

Localité	K_F	$K_{p.j}$	$K_{p.h}$	$Q_{moy.j}\,(m^3/\text{j})$	$Q_{\max h}\,(m^3/h)$
HADDADA	1.3	1.2	1.5	2540.344	247.683
KHEDARA			1.5	2854.445	278.308
OULED MOUMEN			2	579.635	75.353

II.5 Etude de la variation des débits horaires :

❖ Commune de HADDADA et KHEDARA :

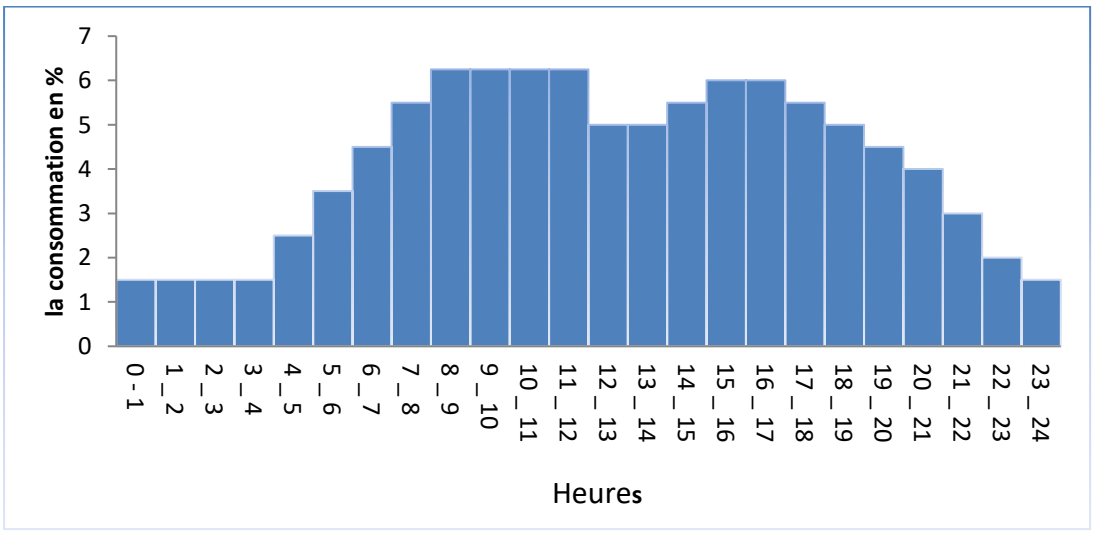


Figure II-1 : Graphique de consommation de la commune de HADDADA à l'horizon 2053

❖ Commune de OULED MOUMEN :

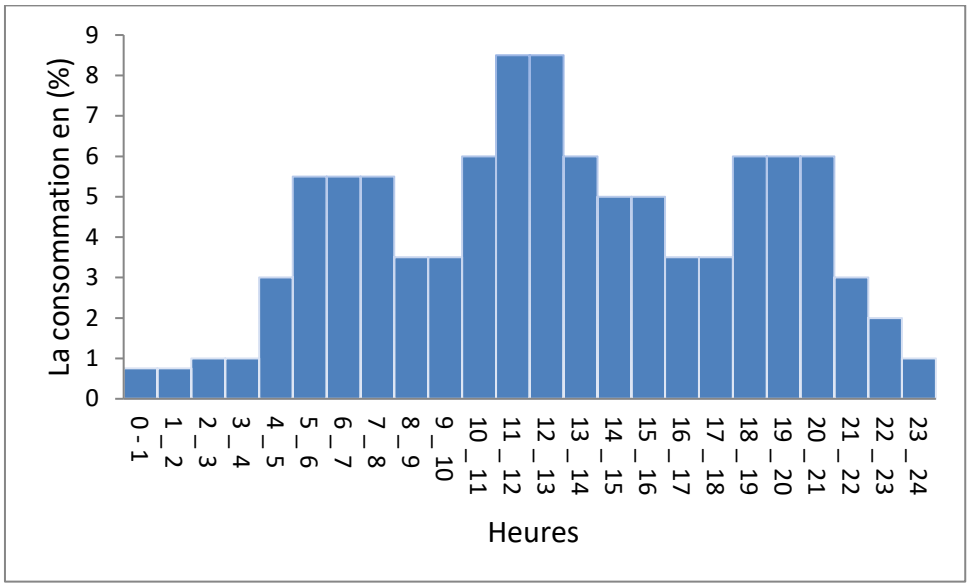


Figure II-2 : Graphique de consommation de la commune de OULED MOUMEN à l'horizon 2053

II.6 Situation hydraulique future :

Les ressources utilisées dans notre zone d'étude à l'horizon 2053 aussi sont d'origine souterraine et proviennent principalement des forages.

Le tableau (II.18) résume la production en eau à l'horizon 2053.

Tableau II.18: Tableau récapitulatif des ressources en eau existantes à l'horizon 2053

Nom du forages	Volume mobilisable (l/s)	Volume mobilisable (m^3/j)	Volume produit (m^3/j)
Ms1bis	47	4060,8	3384
MS1	20	1728	1440
M12	12	1036.8	864
M1bis	18	1555,2	1296
M11	30	2592	2160
Total	121	10454.4	9144

Source : DRE-Souk-Ahras

Tell que

Le volume mobilisable : c'est le volume total que peut donner un forage.

Le volume produit : c'est le volume donné par le forage durant le fonctionnement de la pompe.

Remarque :

La qualité de l'eau des forages utilisées dans notre zone d'étude à l'horizon 2053 répond aux normes établies pour les eaux souterraines triasiques.

Au futur le processus d'approvisionnement en eau potable ne dépend pas seulement sur les eaux souterraines car une étude est en cours pour la construction d'un barrage dans la région est de la wilaya de Souk-Ahras.

Tableau II.19: Tableau montrant le déficit à l'horizon 2053

Agglomération	Besoin en eau à l'horizon 2053 (m^3/j)	Production en eau existante à l'horizon 2053 (m^3/j)	Le déficit	
			(m^3/j)	(l/s)
Zone d'étude	9320.101	9144	176.101	2.446

Comme une solution pour satisfaire les besoins en eau à l'horizon 2053, on peut développer les forages M12 et M1bis afin de combler le déficit.

Le tableau (II.20) montre les changements qu'on peut faire pour satisfaire les besoins à l'horizon 2053.

Tableau II.20: Tableau récapitulatif des ressources en eau à 2053 après modification

Nom du forages	Volume mobilisable (l/s)	Volume mobilisable (m^3/j)	Volume produit (m^3/j)
M12	15	1296	1080
M1bis	20	1728	1440

Conclusion :

Dans ce chapitre on a étudié l'évaluation des besoins en eau à l'horizon 2053 pour les agglomérations de HADDADA, KHEDARA et OULED MOUMEN, nous nous baserons sur l'amélioration du rendement du réseau (l'augmentation de l'efficacité).

En commençant par le calcul des débits journaliers pour les différentes catégories de consommateurs tell que $Q_{moyj\,tot}$ est estimé à 7766,75 m^3/j ,nous avons pu déterminer les débits horaires ($Q_{moy\,h}$, $Q_{min\,h}$ et $Q_{max\,h}$). Ensuite, nous avons évalué le déficit prévu à l'horizon 2053, que nous avons trouvé égal à 176.101m^3/j, et pour résoudre ce problème, nous avons opté pour le développement des ressources en eau existantes à l'horizon 2053.

Chapitre III :

Etude du stockage

CHAPITRE III : Etude du stockage

Introduction :

Le réservoir est un ouvrage hydraulique destiné à stocker de l'eau et qui permet de relier l'adduction et la distribution, il constitue un élément indispensable qui nécessite une étude approfondie afin de garantir leur bon fonctionnement.

III.1 L'utilité des réservoirs :

Les fonctions suivantes sont assurées par les réservoirs d'alimentation :

- Stocker l'eau pendant les périodes de faible consommation et la restituent lorsque la demande augmente (heures de forte consommation).
- Assurer la sécurité en cas de rupture, réparations et extension du réseau, ainsi que la disponibilité de la réserve incendie.
- Protéger les conduites contre les dépressions en cas d'arrêt de pompe dans un écoulement refoulement-gravitaire (réservoirs tampon).
- Réguler les pressions dans le réseau de distribution.
- Réguler les débits entre le régime d'adduction et le régime de distribution.
- Régularité dans le fonctionnement du pompage.
- Briser la charge en cas d'une distribution étagée (pression exagéré).

III.2 Classification des réservoirs :

On peut classer les réservoirs selon les critères suivants :

- Selon le matériau de construction.
- Selon la situation des lieux (leur position par rapport au terrain naturel).
- Selon la forme de la cuve.
- Selon l'usage :
- Selon la forme de la cuve :

III.3. Equipement du réservoir :

Le réservoir doit être équipé de :

III.3.1 Conduite d'arrivé :

De préférence en siphon noyé ou située dans la partie inférieure. Cette conduite doit être positionnée à l'opposé de la conduite de départ afin de provoquer le brassage et de permettre le renouvellement de l'eau par mélange, en créant des perturbations et un écoulement par effet de roulement.

III.3.2 Conduite de départ :

La position de cette conduite se situe à l'opposé de la conduite d'entrée, à une élévation de 0,15 à 0,2 mètres au-dessus du radier, dans le but de prévenir l'entrée de particules en suspension. Afin d'éviter le phénomène de vortex (l'entrée d'air dans la conduite), l'extrémité doit être équipée d'une crépine courbée.

III.3.3 Conduite de trop plein :

Le rôle de cette conduite est d'éliminer le surplus d'eau entrant dans le réservoir dans le cas où une pompe ne s'arrête pas, sans provoquer de déversement. Dans le cas d'un réservoir compartimenté, chaque cuve doit être équipée d'une conduite de trop-plein.

III.3.4 Conduite de vidange :

Cette canalisation facilite la vidange du réservoir lorsqu'il est nécessaire de le nettoyer ou de le réparer. Elle est équipée d'un robinet de type vanne et est habituellement connectée à la conduite de trop-plein. Il est recommandé de nettoyer cette dernière après chaque vidange afin d'éviter l'accumulation de dépôts de sable.

III.3.5 Conduite by-pass :

Relie la conduite d'arriver et la conduite de départ pour assurer la continuité de la distribution en cas de travaux de maintenance au niveau du réservoir.

III.3.6 Matérialisation de la réserve d'incendie :

C'est une disposition spéciale de la tuyauterie, nous distingue deux types de système :

- **Système à siphon :**

  Ce dispositif présente l'avantage de maintenir en permanence la réserve d'eau pour l'extinction des incendies.

- **Système à deux prises :**

  La réserve de sécurité n'est pas convenablement renouvelée, ce système est rarement utilisé du fail l'existence d'une tranche morte.

La figure (**III.1)** montre le fonctionnement d'un réservoir**.**

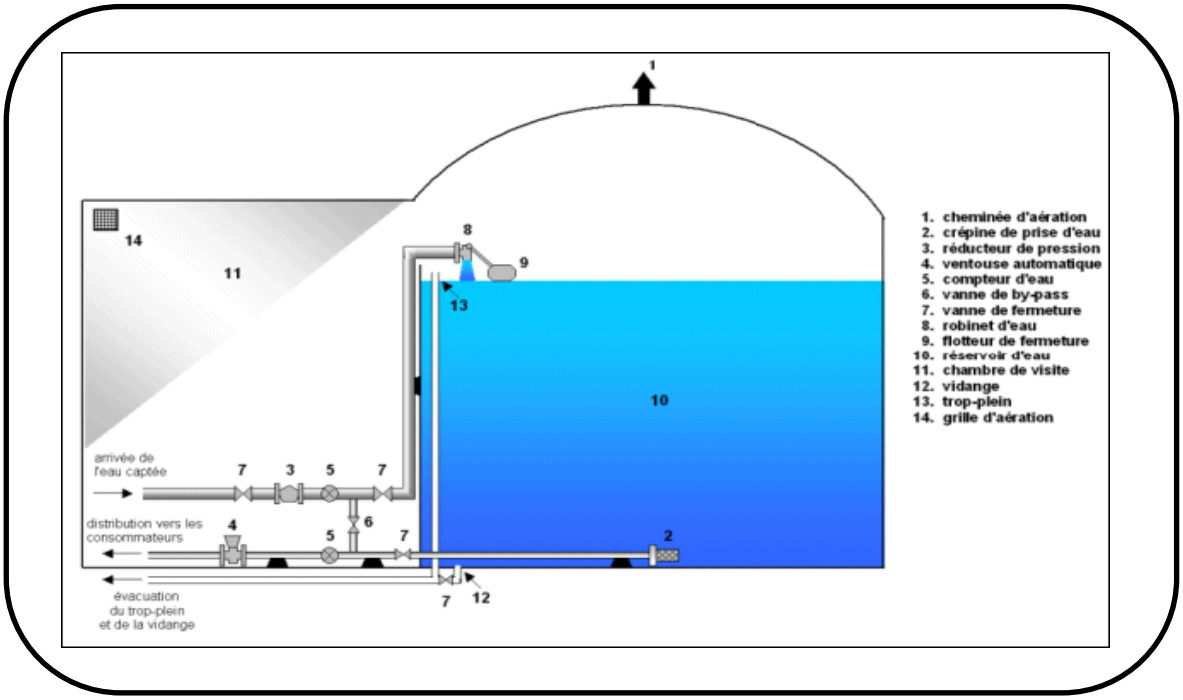


Figure III.1 : Schéma de fonctionnement d'un réservoir.

III.4 Emplacements et altitudes des réservoirs :

Le positionnement d'un réservoir dépend de la topographie et doit garantir une pression adéquate lors des périodes de demande maximale. Ainsi, l'altitude du radier doit être supérieure à la cote piézométrique la plus élevée nécessaire au niveau du réseau de distribution.

Pour déterminer la côte du radier, il faut évaluer la perte de charge entre le réservoir et la côte piézométrique la plus élevée à desservir. Cette côte pourra être augmentée pour tenir compte d'éventuelles extensions futures de l'agglomération.

III.5 Capacité des réservoirs d'alimentation :

Un réservoir est calculé pour répondre aux variations quotidiennes du débit de consommation, en tenant compte notamment du jour de consommation maximale et de la réserve d'eau destinée à l'incendie.

La capacité est estimée en tenant compte des variations de débit à l'entrée comme à la sortie

Pour calculer la capacité d'un réservoir, on utilise la méthode analytique :

III.5.1. La méthode analytique :

La méthode analytique consiste à faire un calcul de résidus entre le régime de consommation de l'agglomération et le régime de travail de la station de pompage. Le volume utile sera :

$$V_u = \frac{\alpha \times Q_{\max j}}{100} \qquad \text{(III.1)}$$

Avec

V_u : Volume utile en (m^3).

α : fraction horaire du débit maximum journalier (%).

$Q_{\max j}$: consommation maximum journalier en (m^3/j).

Le volume total est calculé en additionnant le volume d'incendie au volume utile.

$$V_t = V_u + V_{inc} \qquad \text{(III.2)}$$

Avec

V_t : volume total du réservoir en (m^3).

V_{inc} : volume d'incendie estimé à 120 m^3.

III.6 Dimensionnement des réservoirs :

III.6.1 Les graphes de consommation :

La variation du débit horaire pour les trois agglomérations de ce projet est représentée dans les graphes suivants.

❖ Commune de HADDADA

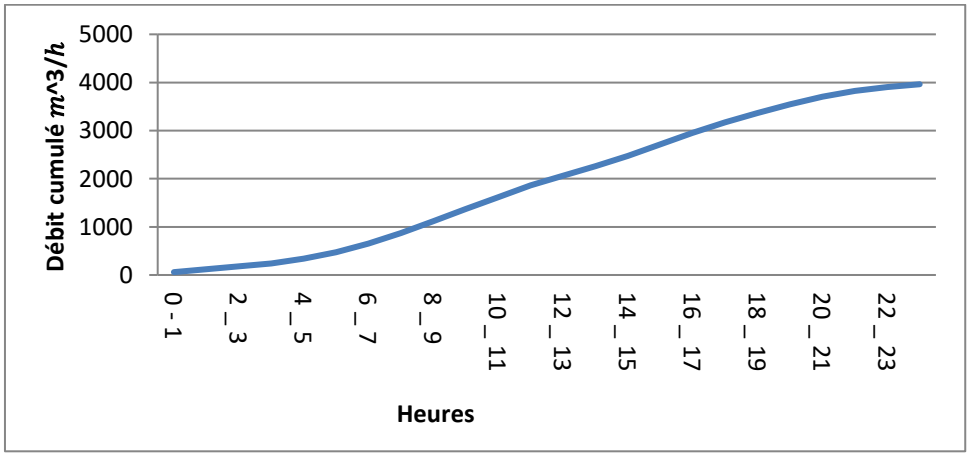


Figure III-2 : Courbe cumulée l de la consommation en eau (2053) commune de HADDADA

❖ Commune de KHEDARA :

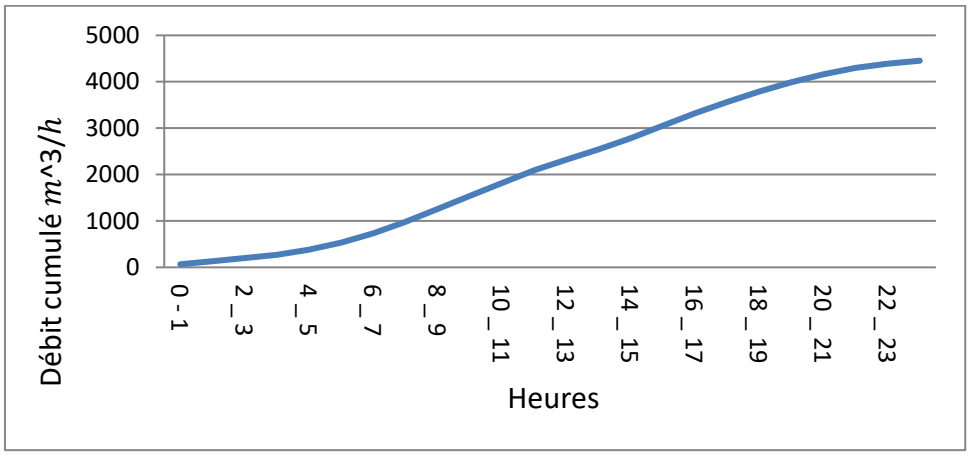


Figure III-3 : Courbe cumulée de la consommation en eau (2053) commune de KHEDARA

❖ Commune de OULED MOUMEN :

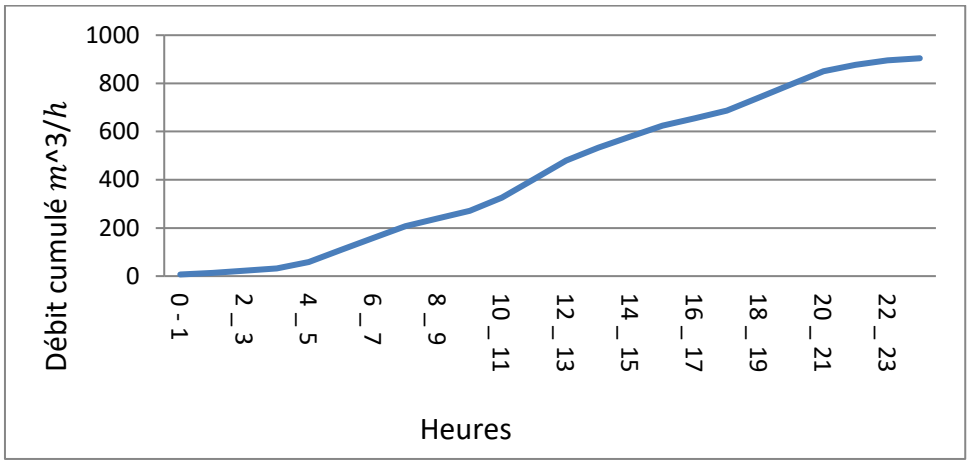


Figure III-4 : Courbe cumulée de la consommation en eau (2053) commune de OULED MOUMEN

III.6.2 Volume du réservoir de stockage :

On utilise la méthode analytique pour déterminer la capacité du réservoir projeté dans notre projet.

❖ Commune de HADDADA et KHEDARA :

Par ce que les agglomérations de HADDADA et KHEDARA ont le même régime de consommation et le même régime de travail de la station de pompage (la pompe fonctionne 20h/24h).

Donc ont la même fraction horaire du débit maximum journalier (α).

Tableau III.1 : Evaluation du volume utile du réservoir pour les agglomérations de HADDADA et KHEDARA

Heurs	Régime de Consommation (%)	Refoulement (%)	Surplus	Déficit	Reste dans le réservoir
0-1	1.5	0	-	1.5	8.5
1-2	1.5	0	-	1.5	7
2-3	1.5	0	-	1.5	5.5
3-4	1.5	0	-	1.5	4
4-5	2.5	5	2.5	-	6.5
5-6	3.5	5	1.5	-	8
6-7	4.5	5	0.5	-	8.5
7-8	5.5	5	-	0.5	8
8-9	6.25	5	-	1.25	6.75
9-10	6.25	5	-	1.25	5.5
10-11	6.25	5	-	1.25	4.25
11-12	6.25	5	-	1.25	3
12-13	5	5	-	0	3
13-14	5	5	-	0	3
14-15	5.5	5	-	0.5	2.5
15-16	6	5	-	1	1.5
16-17	6	5	-	1	0.5
17-18	5.5	5	-	0.5	0
18-19	5	5	-	0	0
19-20	4.5	5	0.5	-	0.5
20-21	4	5	1	-	1.5
21-22	3	5	2	-	3.5
22-23	2	5	3	-	6.5
23-24	1.5	5	3.5	-	**10**

D'après le tableau précédent, et d'après les calculs effectués dans le chapitre précédent on' a les résultats suivants :

Tableau III.2 : Capacités de stockage des deux communes HADDADA et KHEDARA

Agglomération	$Q_{\max j}\ (m^3/j)$	α (%)	$V_u\ (m^3)$	$\mathbf{V_t}$ **(m³)**	$\mathbf{V_t}$ Normalisé **(m³)**
HADDADA	3962,937	10	396.294	**516.294**	**600**
KHEDARA	4452,934	10	445.293	**565.293**	**600**

❖ Commune de OULED MOUMEN :

Tableau III.3 : Evaluation du volume utile du réservoir pour la commune de OULED MOUMEN

Heurs	Régime de Consommation (%)	Refoulement (%)	Surplus	Déficit	Reste dans le réservoir
0-1	0.75	0	-	0.75	8.25
1-2	0.75	0	-	0.75	7.5
2-3	1	0	-	1	6.5
3-4	1	0	-	1	5.5
4-5	3	5	2	-	7.5
5-6	5.5	5	-	0.5	7
6-7	5.5	5	-	0.5	6.5
7-8	5.5	5	-	0.5	6
8-9	3.5	5	1.5	-	7.5
9-10	3.5	5	1.5	-	9
10-11	6	5	-	1	8
11-12	8.5	5	-	3.5	4.5
12-13	8.5	5	-	3.5	1
13-14	6	5	-	1	0
14-15	5	5	-	0	0
15-16	5	5	-	0	0
16-17	3.5	5	1.5	-	1.5
17-18	3.5	5	1.5	-	3
18-19	6	5	-	1	2
19-20	6	5	-	1	1
20-21	6	5	-	1	0
21-22	3	5	2	-	2
22-23	2	5	3	-	5
23-24	1	5	4	-	9

D'après les calculs effectués dans le chapitre précédent, le débit maximum journalier pour l'agglomération de OULED MOUMEN est de : $Q_{\max j} = 904.23\ m^3/j$

Et d'après le tableau précèdent la fraction horaire du débit maximum journalier égale à ; α = 9 %, donc le volume utile est de :

V_u = 81.381 (m^3)

Alors le volume total sera de : $\boldsymbol{V_t = V_u + V_{inc} = 81.381 + 120 = 201.3807}$

On prend un volume normalisé qui est $\boldsymbol{250\ m^3}$.

III.6.3 Comparaison entre la capacitée de stockage calculée et la capacitée existante :

❖ Commune de HADDADA :

Les cinq réservoirs existants placés dans des différents endroits ont une capacité totale de 2600 m^3, ce qui supérieure à la capacitée calculé.

❖ Commune de KHEDARA :

La capacité de stockage existante est de 1100 m^3, ce qui est supérieur à la capacité calculée, qui est de 600 m^3.

❖ Commune de OULED MOUMEN :

Pour la commune de OULED MOUMEN la capacité de stockage existante est égale à celle calculée.

Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons évalué la capacité des réservoirs des trois communes qui est de 600 m^3 pour les communes de HADDADA et KHEDARA, et de 250 m^3 pour la commune de OULED MOUMEN, ensuite on a comparé cette capacitée calculée avec la capacitée existante et nous n'avons pas trouvé de déficit. De plus, nous avons calculé pour chaque réservoir, le diamètre de la cuve, la hauteur d'eau total et celle de l'incendie.

Dans le prochain chapitre, nous aborderons la mise en place d'une station de pompage qui assurera le transfert de l'eau vers ces réservoirs.

Chapitre IV :

Dimensionnement de la conduite de transfert

CHAPITRE IV : Dimensionnement de la conduite de transfert

Introduction :

L'adduction désigne le transport de l'eau du point de captage vers le point d'utilisation, ce transport peut se fait par pompage, gravitaire ou mixte.

Les ouvrage d'adduction sont généralement de grande dimension, les écoulements y sont le plus souvent unidirectionnels.

Ce projet du transfert d'eau vers les agglomérations de HADDADA, KHEDARA et OULED MOUMEN, nécessite le choix de la meilleure variante d'adduction et le dimensionnement des ouvrages de transport de l'eau jusqu'à sa destination finale.

IV.1. Type d'adduction :

Les adductions peuvent être classé comme suit :

- Adduction gravitaire.
- Adduction par refoulement.
- Adduction mixte.

IV.1.1. Adduction gravitaire :

Dans une adduction gravitaire la source se situe à une altitude supérieure à celle du l'ouvrage d'arrivé et l'écoulement se fait gravitairement c'est-à-dire sous l'effet de la pente.

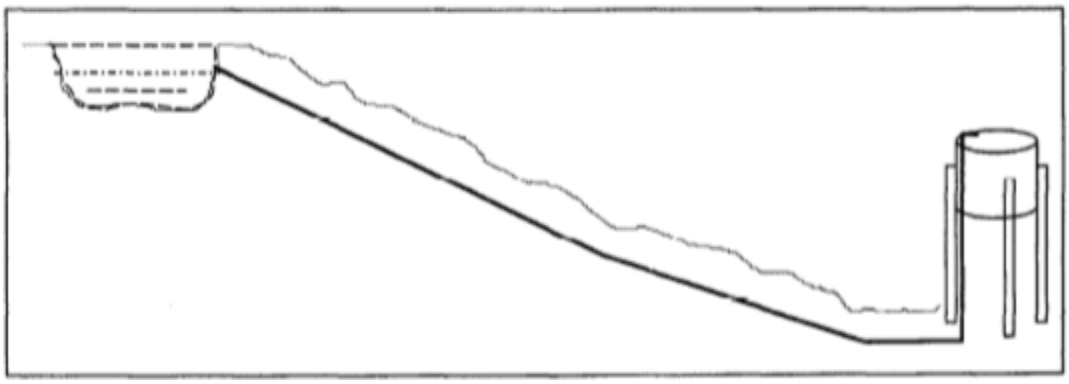


Figure IV.1 : Adduction gravitaire à partir d'une source. *(Source: elearn.univ-tlemcen.dz)*

IV.1.2. Adduction par refoulement :

Dans une Adduction par refoulement la source se situe à une altitude inférieure à celle du l'ouvrage d'arrivé. Donc il est nécessaire d'installer un système de pompage.

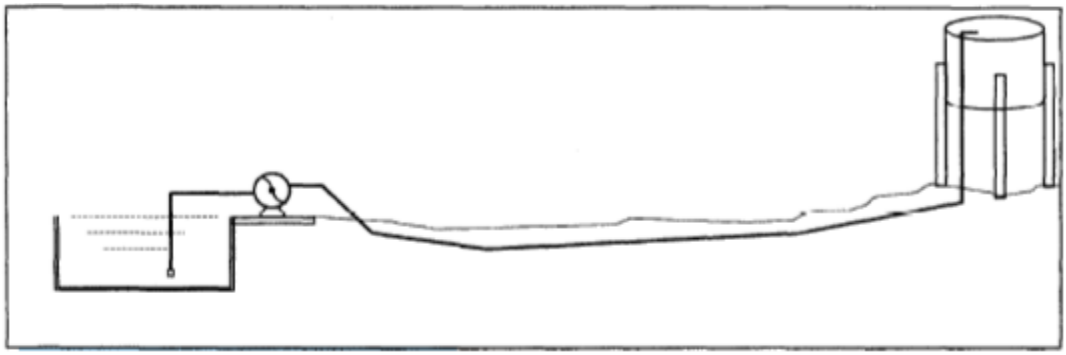


Figure IV.2 : Adduction par refoulement. *(Source: elearn.univ-tlemcen.dz)*

IV.1.3. Adduction mixte :

Lorsque la configuration du terrain nous oblige à avoir des parties ou l'écoulement est gravitaire et d'autres ou il est en refoulement, on réalise donc une adduction mixte.

IV.2. Types d'écoulement dans les conduites d'adduction :

Il existe deux types d'écoulement :

IV.2.1. Ecoulement à surface libre :

C'est un écoulement rencontré dans les adductions gravitaires seulement. Donc il est en fonction de la pente.

IV.2.2. Ecoulement en charge (sous pression) :

Les conduites sont entièrement remplies d'eau, et la pression à l'intérieur est supérieure à la pression atmosphérique. Cette pression est influencée par les conditions aux extrémités amont et aval de la conduite, ainsi que par le débit instantané.

IV.3. Choix du tracé :

Le tracé est déterminé en cherchant la trajectoire la plus courte et directe entre la station de pompage et les réservoirs.

Ce choix est basé sur des reconnaissances du terrain et des levés topographiques. De préférence, le tracé sera réalisé le long des routes ou des voies publiques pour de faciliter l'installation des canalisations et leur exploitation.

On essaye toujours d'éviter les contres pentes qui donnent des cantonnements d'air, de plus lors des périodes d'arrêt de la pompe, car cela peut entraîner une cavitation pouvant endommager la conduite et provoquer des ruptures.

Sur certains terrains, nous sommes contraints d'opter pour un tracé mixte d'adduction, combinant le refoulement et la gravité. Dans de telles situations, nous devons toujours chercher à raccourcir la section de refoulement autant que possible.

IV.4. Choix des matériaux de canalisation :

Il existe une variété de types de tuyaux disponibles pour la construction d'une conduite. On peut les classer en fonction des matériaux utilisés pour leur fabrication. On trouve donc : fonte, acier, PEHD, …etc.

Le choix des tuyaux à utiliser dépend de plusieurs facteurs tels que la pression, la nature du terrain, ainsi que les coûts liés à leur fourniture et à leur installation.

Pour ce projet, nous avons opté pour l'utilisation des conduites en PEHD PN16 (polyéthylène haute densité) qui sont plus économiques que les conduites en fonte et en acier. De plus, ces conduites en PEHD sont capables de supporter des pressions élevées aussi sont disponibles sur le marché.

- **Avantages des conduites en PEHD :**

Le PEHD présente des propriétés hautement avantageuses, notamment :

- Une excellente rugosité (faible coefficient de rugosité) ;
- Une bonne résistance aux forces internes et externes ;
- Une insensibilité à la corrosion et aux réactions chimiques avec l'eau ;
- Disponibilité sur le marché ;

- **Avantages des conduites en fonte :**

Les caractéristiques de la fonte sont :

- Matériau noble apte à prendre en charge les grandes pressions.
- N'est pas sensible à la corrosion.

Voici le schéma représentatif de l'adduction de notre projet :

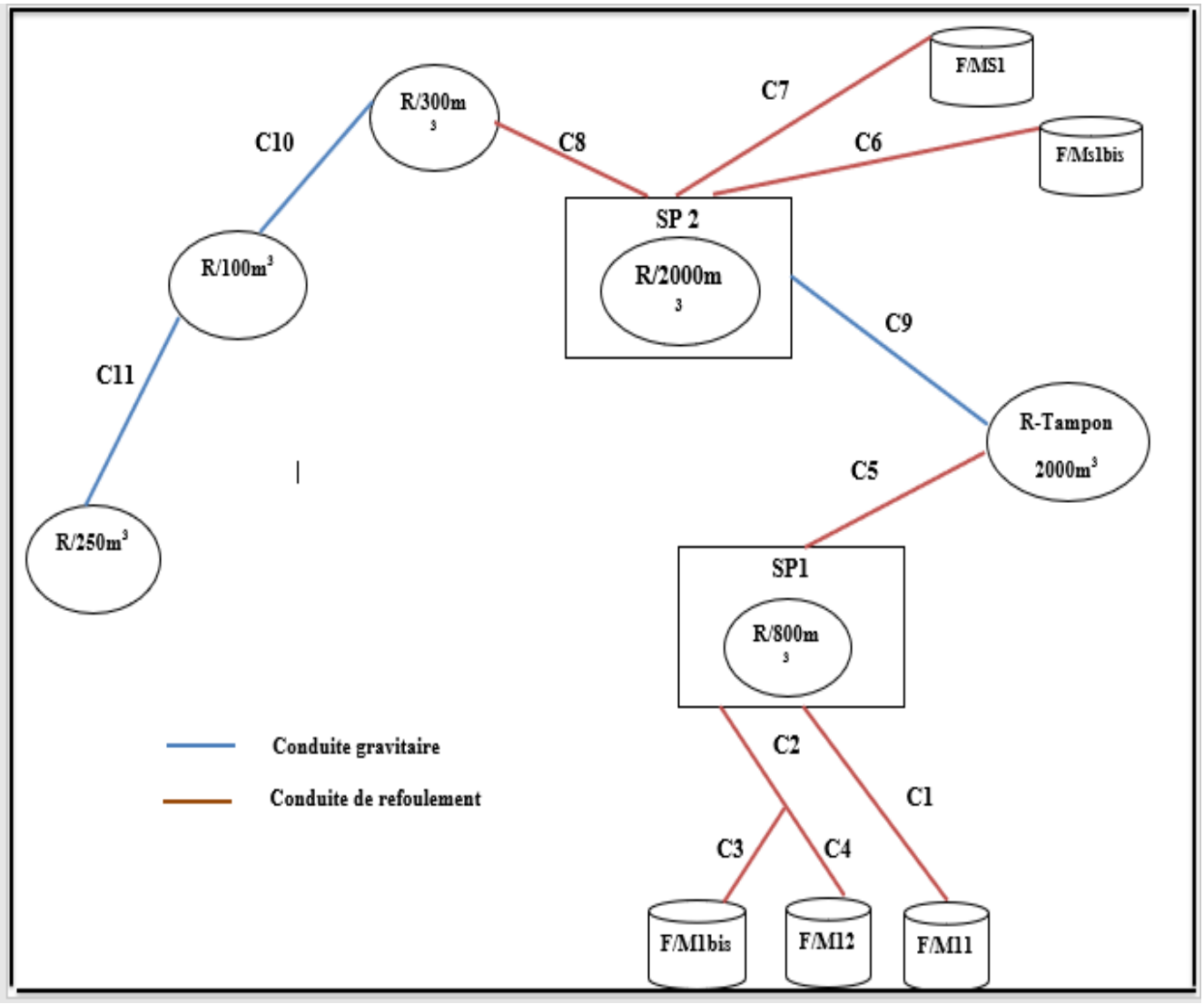


Figure IV.3 : schéma représentatif de l'adduction

IV.5. Calcul hydraulique :

IV.5.1. Cas des conduites gravitaire :

Pour dimensionner d'une conduite gravitaire on doit suivre les étapes suivantes :

- **Calculer la charge disponible :**

$$\Delta H_d = C_{départ} - C_{arrivé} \qquad \textbf{(IV.1)}$$

- **On le suppose égal à la perte de charge total :**

Dans ce cas, la formule prédominante pour le calcul de la perte de charge dans une conduite est celle de HAZEN-WILLIAMS **(IV.2)** :

$$\Delta H_L = \left(\frac{3.592}{C_{HW}}\right)^{1.832} \times \frac{L}{D^{4.87}} \times Q^{1.852} \qquad \textbf{(IV.2)}$$

Avec :

ΔH : Perte de charge linéaire (m).

C_{HW} : Coefficient de HAZEN-WILLIAMS qui est fonction de la nature de la conduite.

Pour le PEHD :

C_{HW} = 150 *(Source:* (Mohamed & SS Ahmed, 2011))

D : Diamètre avantageux (m).

Q : Débit véhiculé par la conduite (m^3/s).

L : Longueur de la conduite en (m)

Dans le cas des adductions, les pertes de charge singulière sont estimées à 10% des pertes de charge linéaires. Donc on peut écrire :

$$\Delta H_T = 1.10 \times \Delta H_L \qquad \textbf{(IV.3)}$$

Tell que :

ΔH_T : Perte de charge (m).

IV.5.2. Cas des conduites de refoulement :

Le dimensionnement d'une conduite de refoulement s'effectue par une étude technico-économique. Comme une opération initiale pour le choix de la gamme des diamètres approximatifs sur laquelle portera notre étude, on peut utiliser diverses formules empiriques :

- Formule de BONIN : $D = \sqrt{Q}$ **(IV.4)**
- Formule de BRESS : $D = 1.5\sqrt{Q}$ **(IV.5)**
- Formule de Beldjoudi : $D = 1.27 \times \sqrt{Q}$ **(IV.6)**

- Formule de VIBERT (pour les conduites en fonte) :
- $D = 1.547(\frac{e}{f})^{0.154} \times Q^{0.46}$ (Pompage continue H24) **(IV.7)**
- $D = 1.35(\frac{e}{f})^{0.154} \times Q^{0.46}$ (Pompage de nuit 10h/24h) **(IV.8)**

Avec :

Q : débit refoulé en (m^3/s).

e : Prix du KWH d'énergie.

f : Prix du 1Kg de fonte.

❖ Etude technico-économique (Bilan économique) :

- **Calcul des frais d'investissements amortis :**

$$F_{inv} = P_u \times L \times A \qquad \textbf{(IV.9)}$$

Avec :

Pu : Prix unitaire du mètre linéaire de la conduite (m).

L : longueur de la conduite (m).

F_{inv} : Frais d'investissement annuel (DA).

A : Amortissement annuel en (%). Avec : $A = \frac{i}{(i+1)^n - 1} + i$ **(IV.10)**

Tell que :

i : Taux d'annuité ; on Algérie en prend i = 8%.

n : Durée de l'amortissement de la conduite, n = 30ans

A.N:

$$A = \frac{0.08}{(0.08+1)^{30}-1} + 0.08 \longrightarrow A = 0.089$$

- **Calcul des frais d'exploitations :**

Il faut d'abord déterminer les pertes de charges (ΔH) engendrées dans les canalisations. Connaissant la hauteur géométrique (H_g), on peut détermines les hauteurs manométriques totales (HMT) correspondant à chaque canalisation.

- **Calcul des pertes de charge :**

Les pertes de charges se présentent sous deux formes :

- Les pertes de charge linéaires.
- Les pertes de charge singulières.

Pour ce projet les pertes de charge singulières sont estimées à 10% des pertes de charge linéaires.

$$\Delta H_T = 1.1\ \Delta H_{lin} \qquad \textbf{(IV.11)}$$

Avec :

ΔH_T : Perte de charge total en (m).

ΔH_{lin} : Perte de charge linéaire en (m).

$$\Delta H_{lin} = \frac{8 \times \lambda \times L \times Q^2}{\pi^2 \times g \times D^5} \qquad \textbf{(IV.12)}$$

λ : Coefficient de frottement qui est en fonction de la rugosité de la paroi interne de la conduite et du régime d'écoulement.

Pour obtenu le coefficient ʎ, on peut utiliser la formule suivante :

$$\lambda = (1.14 - 0.86 \ln\left(\frac{\varepsilon}{D}\right))^{-2} \text{ (Formule de Nikuradsé)} \quad \textbf{(IV.13)}$$

Avec :

ε : Coefficient de rugosité, pour ce projet on prend $\varepsilon = 0.001$ car les conduites sont à l'état neuf.

- **Calcul de la puissance absorbée par la pompe :**

$$P_{abs} = \frac{\rho \times g \times HMT \times Q}{\eta} \quad \textbf{(IV.14)}$$

Avec :

P_{abs} : Puissance absorbée par la pompe (W).

ρ : Masse volumique de l'eau (1 g/m^3).

g: Accélération de la pesanteur (m/s^2).

HMT : Hauteur manométrique totale (m). Avec : $HMT = H_g + \Delta H$

Ƞ : Rendement de la station de pompage, on prend Ƞ= 75%.

- **Calcul du l'énergie consommée par la pompe (E) en KWh :**

$$E = P_{abs} \times t \times 365 \quad \textbf{(IV.15)}$$

t : duré du pompage (t=20h).

- **Calcul du frais d'exploitation :**

$$F_{exp} = E \times P \quad \textbf{(IV.16)}$$

Avec :

F_{exp} : Frais d'exploitations (DA).

P : Prix unitaire du KWh sur 20 heures de pompage (P=4.2 DA, *source Sonelgaz).*

Par la suite on fait un bilan, et on tire le diamètre économique, qui permet d'avoir un compromis entre les frais d'énergies qui diminue lorsque le diamètre augmente et les frais d'investissements qui augmente quand le diamètre augmente.

- **Bilan économique ($Bl_{éc}$) :**

$$Bl_{éc} = F_{inv} + F_{exp} \qquad \textbf{(IV.17)}$$

IV.6. Dimensionnement des conduites :

IV.6.1. Dimensionnement des conduites de refoulements :

Les deux conduites qui sortent de deux forages M1bis et M12 se joignent au point de l'intersection N. A partir de ce point, une seule conduite véhiculera le débit jusqu'à la station de pompage de Bir louhichi, cette station reçoit aussi un débit de 30 l/s qui vient du forage M11.

La station de Bir louhichi va pomper le débit total à un réservoir tampon qui a une capacité de stockage de 2000 m^3 pour transporter à la suite gravitairement à une autre station de pompage au niveau de commune de HADDADA, cette station reçoit aussi un débit de 67 l/s qui vient de deux forages Ms1bis et Ms1 avant de distribuer le débit maximum journalier de commune de HADDADA et refoulé le reste à un réservoir qui est située au niveau de commune de KHEDARA qui a une capacitée de stockage de 300m^3, ce réservoir assurer la consommation du débit maximum journalier du commune de KHEDARA avant de transporter le reste à un réservoir intermédiaire afin d'arriver à réservoir de OULED MOUMEN.

Voir figure **N° IV.3**

Le tableau (**IV.1)** nous donne les caractéristiques des conduites de refoulement :

Tableau IV.1 : Caractéristiques des conduites de refoulements

Conduite	Longueur (m)	H_g (m)	Débit (l/s)
C1 (forage M11 - station de Bir louhichi)	1270	113	30
C2 (station de Bir louhichi - point N)	1140	38	35
C3 (point N – forage M1bis)	430	88.248	20
C4 (point N – forage M12)	222	88.248	15
C5 (station de Bir louhichi – réservoir tampon de 2000m^3)	600	82	65
C6 (forage Ms1bis – station de pompage (HADDADA))	1200	54	47
C7 (forage Ms1 - station de pompage de HADDADA)	1200	52	20
C8 (station de pompage de HADDADA – réservoir de KHEDARA)	5206	133	76.96

Source : DRE- Souk-Ahras

Et on calcule le diamètre économique pour chaque conduite :

❖ Conduite C1 :

- Calcul du frais d'investissements amortis :

Le tableau (IV.2) représente le frais d'investissement du conduite C1.

Tableau IV.2. Frais d'investissement du conduite C1.

Dr (mm)	D_{int} (m)	L (m)	A	P_u (DA)	F_{inv} (DA)
110	0,09	1270	0,089	885,91	100134,4073
125	0,1022	1270	0,089	1132,44	127999,6932
160	0,1308	1270	0,089	1828,2	206641,446
200	**0,1636**	**1270**	**0,089**	**2892,24**	**326909,8872**
250	0,2046	1270	0,089	4483,66	506788,0898
315	0,2578	1270	0,089	8644,5	977087,835
400	0,3274	1270	0,089	10904,4	1232524,332

- **Calcul du frais d'exploitations :**

Le tableau (IV.3) suivant représentes le frais d'exploitations du conduite C1.

Tableau IV.3. Frais d'exploitation du conduite C1.

D_{int} (m)	V (m/s)	λ	ΔH (m)	HMT (m)	P_{abs} (KW)	E (KWh)	F_{exp} (DA)
0,09	4,7181	0,0083	146,8655	259,8655	101,97121	744389,8253	3126437,266
0,1022	3,6589	0,0082	76,2516	189,2516	74,26234	542115,0911	2276883,383
0,1308	2,2338	0,0079	21,3776	134,3776	52,72975	384927,1854	1616694,179
0,1636	**1,4279**	**0,0076**	**6,7511**	**119,7511**	**46,99035**	**343029,5442**	**1440724,086**
0,2046	0,9129	0,0074	2,13459	115,1346	45,17881	329805,3484	1385182,463
0,2578	0,5750	0,0071	0,6497	113,6497	44,59616	325551,9668	1367318,261
0,3274	0,3565	0,0069	0,1900	113,1900	44,41577	324235,12	1361787,504

- **Calcul du bilan économique :**

Le tableau (IV.4) suivant représentes le cout total du conduite C1.

Tableau IV.4. Bilan économique du conduite C1.

D_{int} (m)	F_{inv} (DA)	F_{exp} (DA)	Coût total (DA)
0,09	100134,4073	3126437,266	3226571,673
0,1022	127999,6932	2276883,383	2404883,076
0,1308	206641,446	1616694,179	1823335,625
0,1636	**326909,8872**	**1440724,086**	**1767633,973**
0,2046	506788,0898	1385182,463	1891970,553
0,2578	977087,835	1367318,261	2344406,096
0,3274	1232524,332	1361787,504	2594311,836

❖ **Conduite C2 :**

- **Calcul du frais d'investissements amortis :**

Le tableau (IV.5) suivant représentes le frais d'investissement du conduite C2.

Tableau IV.5. Frais d'investissement du conduite C2.

Dr (mm)	D_{int} (m)	L (m)	A	P_u (DA)	F_{inv} (DA)
110	0,09	1140	0,089	885,91	89884,4286
125	0,1022	1140	0,089	1132,44	114897,3624
160	0,1308	1140	0,089	1828,2	185489,172
200	**0,1636**	**1140**	**0,089**	**2892,24**	**293446,6704**
250	0,2046	1140	0,089	4483,66	454912,1436
315	0,2578	1140	0,089	8644,5	877070,97
400	0,3274	1140	0,089	10904,4	1106360,424

- **Calcul du frais d'exploitations :**

Le tableau (IV.6) suivant représentes le frais d'exploitations du conduite C2.

Tableau IV.6. Frais d'exploitation du conduite C2.

D_{int} (m)	V (m/s)	λ	ΔH (m)	HMT (m)	P_{abs} (KW)	E (KWh)	F_{exp} (DA)
0,09	5,5044	0,0083	179,4379	217,4379	99,5431	726664,7192	3051991,821
0,1022	4,2687	0,0081	93,1630	131,1630	60,0464	438339,1631	1841024,485
0,1308	2,6060	0,0078	26,1187	64,1187	29,3535	214281,0744	899980,5126
0,1636	**1,6658**	**0,0076**	**8,2484**	**46,24844**	**21,1725**	**154559,5242**	**649150,0016**
0,2046	1,0650	0,0073	2,6080	40,6080	18,5903	135709,5495	569980,108
0,2578	0,6708	0,0071	0,7938	38,7938	17,7598	129646,7132	544516,1954
0,3274	0,4159	0,0068	0,2321	38,2321	17,5026	127769,6592	536632,5688

- **Calcul du bilan économique :**

Le tableau (IV.7) suivant représentes le cout total du conduite C2.

Tableau IV.7. Bilan économique du conduite C2.

D_{int} (m)	F_{inv} (DA)	F_{exp} (DA)	Coût total (DA)
0,09	89884,4286	3051991,821	3141876,25
0,1022	114897,3624	1841024,485	1955921,847
0,1308	185489,172	899980,5126	1085469,685
0,1636	**293446,6704**	**649150,0016**	**942596,672**
0,2046	454912,1436	569980,108	1024892,252
0,2578	877070,97	544516,1954	1421587,165
0,3274	1106360,424	536632,5688	1642992,993

❖ Conduite C3 :

- **Calcul du frais d'investissements amortis :**

Le tableau (IV.8) suivant représentes le frais d'investissement du conduite C3.

Tableau IV.8. Frais d'investissement du conduite C3.

Dr (mm)	D_{int} (m)	L (m)	A	P_u (DA)	F_{inv} (DA)
0,09	0,0736	430	0,089	597,83	22878,9541
0,11	0,09	430	0,089	885,91	33903,7757
0,125	0,1022	430	0,089	1132,44	43338,4788
0,16	**0,1308**	**430**	**0,089**	**1828,2**	**69965,214**
0,2	0,1636	430	0,089	2892,24	110686,0248
0,25	0,2046	430	0,089	4483,66	171589,6682
0,315	0,2578	430	0,089	8644,5	330825,015

- **Calcul du frais d'exploitations :**

Le tableau (IV.9) suivant représentes le frais d'exploitations du conduite C3.

Tableau IV.9. Frais d'exploitation du conduite C3.

D_{int} (m)	V (m/s)	λ	ΔH (m)	HMT (m)	P_{abs} (KW)	E (KWh)	F_{exp} (DA)
0,0736	4,7033	0,0086	62,3817	150,6297	39,4047	287654,5616	1208149,159
0,09	3,14539	0,0083	22,1004	110,3484	28,8671	210730,3046	885067,2792
0,1022	2,4392	0,0081	11,4744	99,7224	26,0873	190437,9428	799839,3597
0,1308	**1,4891**	**0,0078**	**3,2169**	**91,4649**	**23,9272**	**174668,7274**	**733608,6551**
0,1636	0,9519	0,0076	1,0159	89,2639	23,3514	170465,5228	715955,1958
0,2046	0,6086	0,0073	0,3212	88,5692	23,1697	169138,861	710383,2162
0,2578	0,3833	0,0071	0,0977	88,3457	23,1112	168712,1584	708591,0652

- **Calcul du bilan économique :**

Le tableau (IV.10) suivant représentes le cout total du conduite C3.

Tableau IV.10. Bilan économique du conduite C3.

D_{int} (m)	F_{inv} (DA)	F_{exp} (DA)	Coût total (DA)
0,0736	22878,9541	1208149,159	1231028,113
0,09	33903,7757	885067,2792	918971,0549
0,1022	43338,4788	799839,3597	843177,8385
0,1308	**69965,214**	**733608,6551**	**803573,8691**
0,1636	110686,0248	715955,1958	826641,2206
0,2046	171589,6682	710383,2162	881972,8844
0,2578	330825,015	708591,0652	1039416,08

❖ Conduite C4 :

- **Calcul du frais d'investissements amortis :**

Le tableau (IV.11) suivant représentes le frais d'investissement du conduite C4.

Tableau IV.11. Frais d'investissement du conduite C4

Dr (mm)	D_{int} (m)	L (m)	A	P_u (DA)	F_{inv} (DA)
90	0,0736	222	0,089	597,83	11811,9251
110	0,09	222	0,089	885,91	17503,8098
125	0,1022	222	0,089	1132,44	22374,7495
160	**0,1308**	**222**	**0,089**	**1828,2**	**36121,5756**
200	0,1636	222	0,089	2892,24	57144,8779
250	0,2046	222	0,089	4483,66	88588,1543
315	0,2578	222	0,089	8644,5	170798,031

- Calcul du frais d'exploitations :

Le tableau (IV.12) suivant représentes le frais d'exploitations du conduite C4.

Tableau IV.12. Frais d'exploitation du conduite C4.

D_{int} (m)	V (m/s)	λ	ΔH (m)	HMT (m)	P_{abs} (KW)	E (KWh)	F_{exp} (DA)
0,0736	3,5274	0,0086	18,1160	106,3640	20,8686	152341,0264	639832,3107
0,09	2,3590	0,0083	6,4181	94,6661	18,5734	135586,5207	569463,3869
0,1022	1,8294	0,0081	3,3322	91,5802	17,968	131166,7381	550900,3001
0,1308	**1,1168**	**0,0078**	**0,9342**	**89,1822**	**17,4975**	**127732,1205**	**536474,906**
0,1636	0,7139	0,0076	0,2950	88,5430	17,3721	126816,6405	532629,8902
0,2046	0,4564	0,0073	0,0932	88,3412	17,3325	126527,6866	531416,2839
0,2578	0,2875	0,0071	0,02839	88,2763	17,3198	126434,7486	531025,944

- Calcul du bilan économique :

Le tableau (IV.13) suivant représentes le cout total du conduite C4.

Tableau IV.13. Bilan économique du conduite C4.

D_{int} (m)	F_{inv} (DA)	F_{exp} (DA)	Coût total (DA)
0,0736	11811,9251	639832,3107	651644,2358
0,09	17503,8097	569463,3869	586967,1967
0,1022	22374,7495	550900,3001	573275,0496
0,1308	**36121,575**	**536474,906**	**572596,4816**
0,1636	57144,8779	532629,8902	589774,7681
0,2046	88588,1542	531416,2839	620004,4382
0,2578	170798,031	531025,944	701823,975

❖ Conduite C5 :

- Calcul du frais d'investissements amortis :

Le tableau (IV.14) suivant représentes le frais d'investissement du conduite C5.

Tableau IV.14. Frais d'investissement du conduite C5

Dr (mm)	D_{int} (m)	L (m)	A	P_u (DA)	F_{inv} (DA)
125	0,1022	600	0,089	1132,44	60472,296
160	0,1308	600	0,089	1828,2	97625,88
200	0,1636	600	0,089	2892,24	154445,616
250	**0,2046**	**600**	**0,089**	**4483,66**	**239427,444**
315	0,2578	600	0,089	8644,5	461616,3
400	0,3274	600	0,089	10904,4	582294,96
500	0,4092	600	0,089	17445,87	931609,458

- **Calcul du frais d'exploitations :**

Le tableau (IV.15) suivant représentes le frais d'exploitations du conduite C5.

Tableau IV.15. Frais d'exploitation du conduite C5.

D_{int} (m)	V (m/s)	λ	ΔH (m)	HMT (m)	P_{abs} (KW)	E (KWh)	F_{exp} (DA)
0,1022	7,9276	0,0081	169,1145	255,1145	216,8980	1583358,043	6650103,782
0,1308	4,8398	0,0078	47,4121	133,4121	113,4270	828017,2105	3477672,284
0,1636	3,0936	0,0076	14,9730	100,9730	85,8472	626684,9321	2632076,715
0,2046	**1,9780**	**0,0073**	**4,7342**	**90,7342**	**77,1422**	**563138,2168**	**2365180,511**
0,2578	1,2458	0,0071	1,4410	87,4410	74,3423	542699,2857	2279337
0,3274	0,7724	0,0068	0,4214	86,4214	73,4755	536371,3932	2252759,851
0,4092	0,4945	0,0066	0,1338	86,1339	73,2310	534586,5991	2245263,716

- **Calcul du bilan économique :**

Le tableau (IV.16) suivant représentes le cout total du conduite C5.

Tableau IV.16. Bilan économique du conduite C5.

D_{int} (m)	F_{inv} (DA)	F_{exp} (DA)	Coût total (DA)
0,1022	60472,296	6650103,782	6710576,078
0,1308	97625,88	3477672,284	3575298,164
0,1636	154445,616	2632076,715	2786522,331
0,2046	**239427,444**	**2365180,511**	**2604607,955**
0,2578	461616,3	2279337	2740953,3
0,3274	582294,96	2252759,851	2835054,811
0,4092	931609,458	2245263,716	3176873,174

❖ Conduite C6 :

- **Calcul du frais d'investissements amortis :**

Le tableau (IV.17) suivant représentes le frais d'investissement du conduite C6.

Tableau IV.17. Frais d'investissement du conduite C6

Dr (mm)	D_{int} (m)	L (m)	A	P_u (DA)	F_{inv} (DA)
125	0,1022	1200	0,089	1132,44	120944,592
160	0,1308	1200	0,089	1828,2	195251,76
200	0,1636	1200	0,089	2892,24	308891,232
250	**0,2046**	**1200**	**0,089**	**4483,66**	**478854,888**
315	0,2578	1200	0,089	8644,5	923232,6
400	0,3274	1200	0,089	10904,4	1164589,92
500	0,4092	1200	0,089	17445,87	1863218,916

- **Calcul du frais d'exploitations :**

Le tableau (IV.18) suivant représentes le frais d'exploitations du conduite C6.

Tableau IV.18. Frais d'exploitation du conduite C6

D_{int} (m)	V (m/s)	λ	ΔH (m)	HMT (m)	P_{abs} (KW)	E (KWh)	F_{exp} (DA)
0,1022	5,7322	0,0081	176,8397	230,8397	141,911	1035950,617	4350992,591
0,1308	3,4995	0,0078	49,57797	103,578	63,6756	464831,8092	1952293,598
0,1636	2,2369	0,0076	15,65698	69,65698	42,8223	312602,9797	1312932,515
0,2046	**1,4302**	**0,0073**	**4,950466**	**58,95047**	**36,2404**	**264554,8368**	**1111130,315**
0,2578	0,9008	0,0071	1,506862	55,50686	34,1234	249100,8094	1046223,399
0,3274	0,5585	0,0068	0,440722	54,44072	33,468	244316,2429	1026128,22
0,4092	0,3575	0,0066	0,140016	54,14002	33,2831	242966,7468	1020460,337

- **Calcul du bilan économique :**

Le tableau (IV.19) suivant représentes le cout total du conduite C6.

Tableau IV.19. Bilan économique du conduite C6.

D_{int} (m)	F_{inv} (DA)	F_{exp} (DA)	Coût total (DA)
0,1022	120944,592	4350992,591	4471937,183
0,1308	195251,76	1952293,598	2147545,358
0,1636	308891,232	1312932,515	1621823,747
0,2046	**478854,888**	**1111130,315**	**1589985,203**
0,2578	923232,6	1046223,399	1969455,999
0,3274	1164589,92	1026128,22	2190718,14
0,4092	1863218,916	1020460,337	2883679,253

❖ **Conduite C7 :**

- **Calcul du frais d'investissements amortis :**

Le tableau (IV.20) suivant représentes le frais d'investissement du conduite C7.

Tableau IV.20. Frais d'investissement du conduite C7

Dr (mm)	D_{int} (m)	L (m)	A	P_u (DA)	F_{inv} (DA)
90	0,0736	1200	0,089	597,83	63848,244
110	0,09	1200	0,089	885,91	94615,188
125	0,1022	1200	0,089	1132,44	120944,592
160	**0,1308**	**1200**	**0,089**	**1828,2**	**195251,76**
200	0,1636	1200	0,089	2892,24	308891,232
250	0,2046	1200	0,089	4483,66	478854,888
315	0,2578	1200	0,089	8644,5	923232,6

- Calcul du frais d'exploitations :

Le tableau (IV.21) suivant représentes le frais d'exploitations du conduite C7.

Tableau IV.21. Frais d'exploitation du conduite C7

D_{int} (m)	V (m/s)	λ	ΔH (m)	HMT (m)	P_{abs} (KW)	E (KWh)	F_{exp} (DA)
0,0736	4,7033	0,0086	174,0885	226,0885	59,1448	431756,7207	1813378,227
0,09	3,1454	0,0083	61,6757	113,6758	29,7376	217084,3756	911754,3777
0,1022	2,4392	0,0081	32,0216	84,0216	21,9801	160454,5288	673909,021
0,1308	**1,4891**	**0,0078**	**8,9774**	**60,9774**	**15,9517**	**116447,4161**	**489079,1477**
0,1636	0,9519	0,0076	2,8351	54,8351	14,3449	104717,5428	439813,6798
0,2046	0,6086	0,0073	0,8964	52,8964	13,8377	101015,2308	424263,9692
0,2578	0,3833	0,0071	0,2728	52,2728	13,6746	99824,43278	419262,6177

- Calcul du bilan économique :

Le tableau (IV.22) suivant représentes le cout total du conduite C7.

Tableau IV.22. Bilan économique du conduite C7.

D_{int} (m)	F_{inv} (DA)	F_{exp} (DA)	Coût total (DA)
0,0736	63848,244	1813378,227	1877226,471
0,09	94615,188	911754,3777	1006369,566
0,1022	120944,592	673909,021	794853,613
0,1308	**195251,76**	**489079,1477**	**684330,9077**
0,1636	308891,232	439813,6798	748704,9118
0,2046	478854,888	424263,9692	903118,8572
0,2578	923232,6	419262,6177	1342495,218

❖ Conduite C8 :

- Calcul du frais d'investissements amortis :

Le tableau (IV.23) suivant représentes le frais d'investissement du conduite C8.

Tableau IV.23. Frais d'investissement du conduite C8 (PEHD PN 16)

Dr (mm)	D_{int} (m)	L (m)	A	P_u (DA)	F_{inv} (DA)
125	0,1022	5206	0,089	1132,44	524697,955
160	0,1308	5206	0,089	1828,2	847067,2188
200	0,1636	5206	0,089	2892,24	1340073,128
250	**0,2046**	**5206**	**0,089**	**4483,66**	**2077432,122**
315	0,2578	5206	0,089	8644,5	4005290,763
400	0,3274	5206	0,089	10904,4	5052379,27
500	0,4092	5206	0,089	17445,87	8083264,731

- Calcule du frais d'exploitations :

Le tableau (IV.24) suivant représente le frais d'exploitations du conduite C8.

Tableau IV.24. Frais d'exploitation du conduite C8 (PN16)

D_{int} (m)	V (m/s)	λ	ΔH (m)	HMT (m)	P_{abs} (KW)	E (KWh)	F_{exp} (DA)
0,1022	9,3911	0,0081	2059,1526	2196,1526	2211,8770	16146702,72	67816151,41
0,1308	5,7333	0,0078	577,2944	714,2944	719,4087	5251683,974	22057072,69
0,1636	3,6648	0,0076	182,3126	319,3126	321,5988	2347671,836	9860221,709
0,2046	**2,3432**	**0,0073**	**57,6441**	**194,6441**	**196,0377**	**1431075,48**	**6010517,016**
0,2578	1,4758	0,0071	17,5461	154,5461	155,6527	1136264,809	4772312,199
0,3274	0,9151	0,0068	5,1318	142,1318	143,1495	1044991,433	4388964,02
0,4092	0,5858	0,0066	1,6303	138,6303	139,6229	1019247,605	4280839,94

- Calcul du bilan économique :

Le tableau (IV.25) suivant représentes le cout total du conduite C8.

Tableau IV.25. Bilan économique du conduite C8 (PN16).

D_{int} (m)	F_{inv} (DA)	F_{exp} (DA)	Coût total (DA)
0,1022	524697,955	67816151,41	68340849,37
0,1308	847067,2188	22057072,69	22904139,91
0,1636	1340073,128	9860221,709	11200294,84
0,2046	**2077432,122**	**6010517,016**	**8087949,138**
0,2578	4005290,763	4772312,199	8777602,962
0,3274	5052379,27	4388964,02	9441343,29
0,4092	8083264,731	4280839,94	12364104,67

- **Remarque :**

Voir que la conduite C8 pour ce diamètre économique a une HMT = 194.644m c'est-à-dire une pression supérieure à 19 bars donc doit changer la classe du la matériau utilisé ou bien changé le matériau.

On a choisi de faire une comparaison entre le PEHD PN 25 et la fonte ductile.

❖ Redimensionnement du conduite C8 en utilisant le PEHD PN 25 :

- Calcul du frais d'investissements amortis :

Le tableau **(IV.26)** représente les frais d'investissement du conduite C8.

Tableau IV.26. Frais d'investissement du conduite C8 (PN25)

Dr (mm)	D_{int} (m)	L (m)	A	P_u (DA)	F_{inv} (DA)
180	0,1308	5206	0,089	8112,97	3759014,842
200	0,1452	5206	0,089	10039,87	4651813,127
225	0,1634	5206	0,089	12694,12	5881617,396
250	**0,1818**	**5206**	**0,089**	**15665,54**	**7258377,31**
280	0,2034	5206	0,089	19644,52	9101974,03
315	0,2288	5206	0,089	24865,97	11521249,34
355	0,258	5206	0,089	31526,62	14607354,95

- Calcule du frais d'exploitations :

Le tableau **(IV.27)** représente le frais d'exploitations du conduite C8.

Tableau IV.27. Frais d'exploitation du conduite C8 (PN25)

D_{int} (m)	V (m/s)	λ	ΔH (m)	HMT (m)	P_{abs} (KW)	E (KWh)	F_{exp} (DA)
0,1308	5,7333	0,0079	577,2944	714,2944	719,4087	5251683,974	22057072,69
0,1452	4,6525	0,0077	337,0614	474,0614	477,4557	3485426,961	14638793,24
0,1634	3,6738	0,0076	183,4647	320,4647	322,7593	2356142,73	9895799,465
0,1818	**2,9677**	**0,0075**	**105,9053**	**242,9053**	**244,6446**	**1785905,288**	**7500802,21**
0,2034	2,3709	0,0074	59,4162	196,4162	197,8226	1444104,862	6065240,419
0,2288	1,8737	0,0072	32,4241	169,4241	170,6372	1245651,643	5231736,9
0,258	5,7333	0,0071	17,4762	154,4763	155,5823	1135751,111	4770154,668

- Calcul du bilan économique :

Le tableau **(IV.28)** représente le cout total du conduite C8.

Tableau IV.28. Bilan économique du conduite C8 (PN25).

D_{int} (m)	F_{inv} (DA)	F_{exp} (DA)	Coût total (DA)
0,1308	3759014,842	22057072,69	25816087,53
0,1452	4651813,127	14638793,24	19290606,37
0,1634	5881617,396	9895799,465	15777416,86
0,1818	**7258377,31**	**7500802,21**	**14759179,52**
0,2034	9101974,03	6065240,419	15167214,45
0,2288	11521249,34	5231736,9	16752986,24
0,258	14607354,95	4770154,668	19377509,62

❖ Redimensionnement du conduite C8 en utilisant la fonte ductile :

- Calcul du frais d'investissements amortis :

Le tableau **(IV.29)** représente le frais d'investissement du conduite C8.

Tableau IV.29. Frais d'investissement du conduite C8 (fonte ductile)

Dr (mm)	D_{int} (m)	L (m)	A	P_u (DA)	F_{inv} (DA)
170	0,15	5206	0,089	4724,7	2189114,15
196	0,175	5206	0,089	5512,15	2553966,508
222	0,2	5206	0,089	6476	3000550,984
274	**0,25**	**5206**	**0,089**	**8251,68**	**3823283,901**
326	0,3	5206	0,089	10750,4	4981025,834
378	0,35	5206	0,089	13828,24	6407093,752
429	0,4	5206	0,089	16303,75	7554081,703

- Calcule du frais d'exploitations :

Le tableau **(IV.30)** représente le frais d'exploitations du conduite C8.

Tableau IV.30. Frais d'exploitation du conduite C8 (fonte ductile)

D_{int} (m)	V (m/s)	λ	ΔH (m)	HMT (m)	P_{abs} (KW)	E (KWh)	F_{exp} (DA)
0,15	4,3595	0,0077	670,0076	807,0076	812,7858	5933336,579	24920013,63
0,175	3,2029	0,0075	299,2150	436,2150	439,3383	3207169,712	13470112,79
0,2	2,4522	0,0074	148,9128	285,9128	287,9600	2102108,096	8828854,005
0,25	**1,5694**	**0,0071**	**46,4447**	**183,4447**	**184,7581**	**1348734,642**	**5664685,498**
0,3	1,0898	0,0069	17,9428	154,9428	156,0522	1139181,561	4784562,558
0,35	0,8007	0,0068	8,0339	145,0339	146,0723	1066328,248	4478578,641
0,4	0,6131	0,0066	4,0070	141,0070	142,0166	1036721,725	4354231,247

- Calcul du bilan économique :

Le tableau **(IV.31)** représente le cout total du conduite C8.

Tableau IV.31. Bilan économique du conduite C8 (fonte ductile).

D_{int} (m)	F_{inv} (DA)	F_{exp} (DA)	Coût total (DA)
0,15	2189114,15	24920013,63	27109127,78
0,175	2553966,508	13470112,79	16024079,3
0,2	3000550,984	8828854,005	11829404,99
0,25	**3823283,901**	**5664685,498**	**9487969,399**
0,3	4981025,834	4784562,558	9765588,392
0,35	6407093,752	4478578,641	10885672,39
0,4	7554081,703	4354231,247	11908312,95

- **Comparaison entre la fonte ductile et le PEHD PN25 :**

Le tableau (IV.32) représente la comparaison entre le PEHD PN 25 et la fonte ductile.

Tableau IV.32. Comparaison entre la fonte ductile et le PEHD PN 25.

Matériaux	PEHD PN25	Fonte ductile
Coût total (DA)	14759179,520	9487969,399
Vitesse (m/s)	2,968	1,569
ΔH (m)	105,906	46,4447

Donc pour des résultats technique et économique on opte pour l'utilisation de la fonte ductile pour la conduite C8.

- **Récapitulatif des résultats :**

Le tableau **(IV.33)** présente les divers diamètres calculés pour les conduites de refoulement correspondantes :

Tableau IV.33. Récapitulatif des différents diamètres calculés débit

Conduite	Débit (m3/s)	Longueur (m)	HMT (m)	D_{ext} (mm)	D_{int} (mm)	Matériaux
C1	0.03	1270	119.751	200	163.6	PEHD PN 16
C2	0.035	1140	46.248	200	163.6	PEHD PN 16
C3	0.02	430	91.465	160	130.8	PEHD PN 16
C4	0.015	222	89.182	160	130.8	PEHD PN 16
C5	0.065	600	90.734	250	204.6	PEHD PN 16
C6	0.047	1200	58.950	250	204.6	PEHD PN 16
C7	0.02	1200	60.977	160	130.8	PEHD PN 16
C8	0.0769	5206	183.445	274	250	Fonte ductile

IV.6.2. Dimensionnement des conduites gravitaires :

Le tableau **(IV.34)** nous donne les caractéristiques des conduites gravitaires :

Tableau IV.34 : Caractéristiques des conduites gravitaires

Conduite	L_g (m)	ΔH_d(m)	Débit véhiculé (l/s)
C9 (réservoir tampon de 2000m^3 - station de pompage de HADDADA)	7000	42	65
C10 (réservoir de KHEDARA – réservoir intermédiaire 100 m^3)	6200	31	15.11
C11 (réservoir intermédiaire 100 m^3 – réservoir de OULED MOUUMEN)	4300	100	15.11

Source : DRE- Souk-Ahras

Voir figure **N° IV.3**

Et on calcule le diamètre avantageux pour chaque conduite, suivant une application numérique du relation **(IV.2)** on trouve :

❖ Conduite C9 :

D = 0.2585 m ⟹ D = 258.5 mm

Après normalisation on trouve :

D_{nor} = 315 mm

❖ Conduite C10 :

D = 0.1553 m ⟹ D= 155.3 mm

Après normalisation on trouve :

D_{nor} = 200 mm

❖ Conduite C11 :

D = 0.11101 m ⟹ D = 111.01 mm

Après normalisation on trouve :

D_{nor} = 160 mm

- Récapitulatif des résultats :

Le tableau **(IV.35)** présente les divers diamètres calculés pour les conduites gravitaires correspondantes :

Tableau IV.35. Récapitulatif des différents diamètres calculés

Conduite	Débit (m^3/s)	DN (mm)	D_{int} (mm)	Vitesse (m/s)	ΔH (m)	Matériaux
C9	0.065	315	257.8	1.24	16.784	PEHD PN 16
C10	0.0151	200	163.6	0.72	8.343	PEHD PN 16
C11	0.0151	160	130.8	1.12	18.318	PEHD PN 16

Conclusion :

Dans ce chapitre, on a pu déterminer les différentes diamètres économiques et avantageux pour les conduites de refoulements et gravitaires dans tous les tronçons, dont le diamètre le plus petit est de 160 mm c'est le cas des conduites C3, C4 et C7 par contre les conduites C5, C6 et C8 ont le plus grand diamètre qui est égal à 250 mm On a également calculé les pertes de charges, les vitesses pour chaque tronçon et les HMT pour les conduites de refoulement, ce qui constituera une base de calcul pour le chapitre consacré aux pompes.

Chapitre V :

Dimensionnement des stations de pompage

CHAPITRE V : DIMENSIONNEMENT DES STATIONS DE POMPAGE

Introduction :

Le principal objectif de ce chapitre est d'étudier et de sélectionner les pompes appropriées pour notre projet, afin d'assurer le débit requis et la hauteur manométrique totale le long de l'adduction. Il est essentiel de choisir des pompes qui garantissent un fonctionnement optimal.

V.1. Définition d'une pompe :

Une pompe d'élévation d'eau est un dispositif mécanique construit pour assurer un débit Q à élever pour une hauteur H. Ces machines permettant de transférer l'eau d'un niveau inférieur à un niveau supérieur grâce à la transformation de l'énergie électrique en énergie Hydraulique.

La pompe est entrainée par un moteur électrique et elle peut être :

- Une pompe à axe horizontal.
- Une pompe à axe vertical.

V.2 Type de pompe :

Il existe plusieurs types de pompes les plus connus sont les pompes centrifuges, volumétriques et turbopompes, mais les pompes centrifuges sont les plus utilisées en hydraulique urbaine à cause de leur simplicité, leur faible coût ainsi que leur faible rendement.

Nous opterons pour les pompes centrifuges à axe horizontal.

V.2.1 Les pompes centrifuges :

Les pompes centrifuges fonctionnent en exploitant la force centrifuge générée par la rotation d'un rotor à aubes. Lorsque le liquide pénètre dans la pompe, il est accéléré et propulsé vers l'extérieur par les aubes du rotor, créant ainsi une pression qui déplace le liquide à travers la pompe. Les pompes centrifuges sont appréciées pour leur capacité à générer une pression élevée et à fournir des débits importants. La conception modulaire des pompes centrifuges permet une grande flexibilité, avec diverses tailles, configurations et matériaux de construction disponibles pour répondre aux besoins spécifiques de chaque application.

V.2.2 Disposition et installation d'une pompe centrifuge :

Le schéma d'installation d'une pompe centrifuge est déterminé en fonction des ressources disponibles et des caractéristiques du site où elle est installée. Mais les cas les plus existants sont :

- Disposition avec pompe en charge.
- Disposition avec pompe en aspiration.
- Disposition avec pompe en siphon.

V.2.2.1 Pompe installée en charge :

Lorsque le niveau de l'eau d'aspiration se trouve au-dessus de l'axe de la pompe, il est nécessaire de placer deux manomètres, l'un à l'endroit de l'aspiration et l'autre au point de refoulement, afin de mesurer les pressions correspondantes.

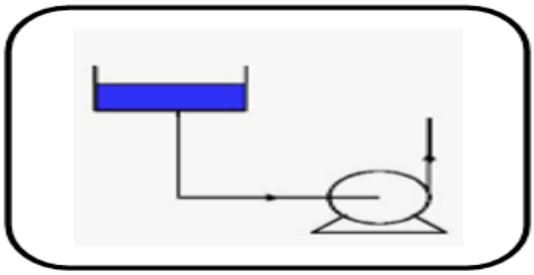


Figure V.1 : Pompe installé en charge

V.2.2.2 Pompe installée en aspiration :

Dans cette disposition, le niveau d'eau à l'aspiration se trouve en dessous de l'axe de la pompe. Par conséquent, pour évaluer les pressions d'aspiration et de refoulement, nous plaçons un vacuomètre du côté de l'aspiration et un manomètre du côté du refoulement. Dans cette configuration, il est également nécessaire d'avoir un dispositif d'amorçage.

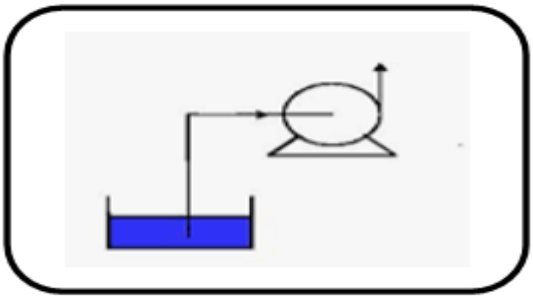


Figure V.2 : Pompe installé en aspiration.

V.3 Choix de type de pompe :

Lors du choix de pompe on doit respecter les critères suivants :

- La pompe doit garantir le débit appelé ainsi que la hauteur manométrique totale d'élévation ;
- Elle doit atteindre un rendement optimal ;
- La charge nette d'aspiration requise (NPSH)r minimale ;
- Il faut s'assurer que la cavitation ne se produit pas ;
- Vitesse de rotation la plus élevé ;
- Puissance absorbée minimal ;
- Encombrement réduit ;
- La pompe doit être fabriqué en série ;

Notre choix se portera sur les pompes centrifuges à axe horizontal.

V.4 Choix du nombre de pompe :

- Le nombre des pompes n doit être minimal ;
- Meilleur rendement ;
- Vitesse de rotation la plus élevé ;
- Charge nette d'aspiration requise (NPSH)r minimale ;
- Nombre d'étage minimal ;

Des pompes de secours supplémentaires seront mises en place, et leur nombre sera déterminé en fonction du nombre de pompes sélectionnées.

V.5 Couplage des pompes :

Le couplage des pompes se fait soit en série soit en parallèle, selon la nécessité comme suit :

V.5 .1 Le couplage en série : ce mode de couplage est utilisé en vue de l'augmentation de la hauteur d'élévation des pompes.

V.5.2 Le couplage en parallèle : ce mode de couplage est utilisé pour augmenter le débit, c'est le cas de notre projet

V.6 Choix de l'emplacement de station de pompage :

Le choix de l'emplacement de la station de pompage dépend des critères suivants :

- La station de pompage doit être située le plus près possible de la source d'eau à pomper.
- Eviter le plus possibles les zones non stables, les zones sismiques et zones inondables.
- Il faut respecter les normes : distance minimale entre un aéroport et la station de pompage doit être 30 km.
- La prise d'eau doit être à l'amont de l'agglomération.
- Réduire les travaux de terrassement.
- Prévoir un système de drainage pour la station de pompage.

V.7 Courbes caractéristiques d'une conduite de refoulement :

La courbe caractéristique d'une conduite représente pour une canalisation de diamètre D et de longueur L, comment la perte de charge totale varie en fonction du débit.

Cette courbe est donnée par la formule :

$$H_c = H_g + RQ^2 \quad \text{[m.c.e]} \qquad \textbf{(V.1)}$$

H_g : Hauteur géométrique (m)

R : Résistance totale de la conduite ($s^2.m^{-5}$) elle est donnée par :

$$R = 1.1 \times [8 \times \lambda \times L / (g \times \pi^2 \times D^5)] \qquad \textbf{(V.2)}$$

Avec :

λ : Coefficient de frottement linéaire.

L : Longueur de la conduite(m).

g : Accélération de la pesanteur ($9.81 m^2.s^{-1}$).

D : Diamètre de la conduite(m).

V.8. Point de fonctionnement des pompes :

Il n'est pas suffisant de choisir simplement une pompe pour évaluer son bon fonctionnement. Il est essentiel de déterminer le point de fonctionnement afin d'orienter notre choix. Pour cela, il est nécessaire de satisfaire à la fois les conditions mécaniques et hydrauliques. Cela implique de tracer les courbes de performance de la conduite de refoulement ainsi que celles de la pompe qui est donné par le constructeur sur le catalogue.

Le point de fonctionnement d'une pompe (PF) est défini comme le point d'intersection entre la courbe caractéristique de la pompe installée et en fonctionnement [H-Q] fournie par le fabricant, et la courbe caractéristique de la conduite de refoulement fournie par l'installateur.

Le fonctionnement de la pompe sera satisfaisant lorsque le point de fonctionnement se situe dans la zone sans cavitation et que le débit correspondant se trouve dans la plage de fonctionnement appropriée, garantissant un rendement optimal.

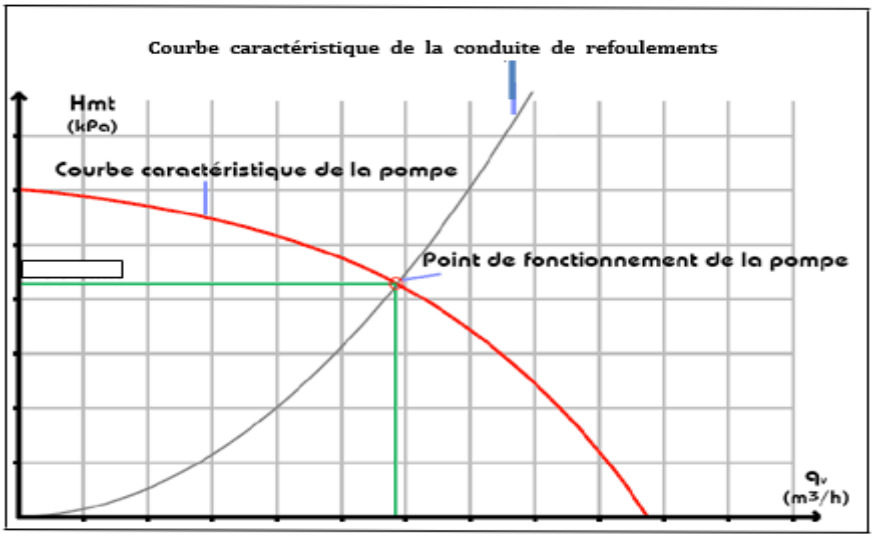


Figure V.3 : Graphe représentatif de la détermination de point de fonctionnement

V.9. Type et mode de réglage :

En fonction du débit demandé, qu'il soit inférieur ou supérieur à celui disponible, on peut identifier les modes de réglage suivants :

V.9.1. Débit disponible > Débit appelé :

Si le débit pompé est supérieur à la demande on corrige cet excès par un des modes de réglage suivants :

1. **Réglage qualitatif :** c'est la réduction de la vitesse de rotation de la pompe si elle est variable c'est à dire qu'on a un moteur à vitesse variable.
2. **Réglage quantitatif** : appelé aussi vannage, c'est la fermeture partielle du robinet vanne de refoulement.

Le rendement de l'installation après vannage est tel que :

$$\eta_{ap,van}^{inst} = \eta_{av,van}^{inst} \times \frac{H_{app}}{H_{app} + h_v} \qquad \textbf{(V.3)}$$

$\eta_{ap,van}^{inst}$: Rendement de l'installation après le vannage (%) ;

$\eta_{av,van}^{inst}$: Rendement de l'installation avant le vannage (%) ;

H_{app} : hauteur manométrique appelée (m) ;

h_v : différence entre la hauteur H'$_c$ et la hauteur appelée

$$h_v = H'_c - H_{app} \qquad \textbf{(V.4)}$$

H'$_c$: hauteur correspondant à la projection du débit appelé sur la courbe caractéristique de la pompe (H-Q)$_R$ (m).

3. **Diminution du temps du pompage :** dans le cas où le pompage refoule dans un réservoir.

Le nouveau temps de fonctionnement de la station est tel que :

$$t' = \frac{Q_{app}}{Q_{pf}} \times t \qquad \textbf{(V.5)}$$

t' : Temps prévu de fonctionnement de la station de pompage par jour (h) ;

t : Nouveau temps de fonctionnement de la station de pompage par jour (h) ;

Q_{pf} : Débit correspondant au point de fonctionnement de la pompe (m^3/h).

4. **Augmentation des pertes de charge dans les conduites de refoulement :** Elles sont données par les singularités (des diffuseurs ou bien des rétrécissements brusques, les coudes…).
5. **Changement de type de la pompe :** si cela est possible.
6. **Rognage :** c'est la diminution du diamètre extérieur de la roue, en gardant la même vitesse de rotation, et la même distance entre les deux flasques. Cette méthode est déconseillée pour les pompes multicellulaires.

V.9.2. Débit disponible < Débit appelé :

Dans le cas où le débit fourni par la pompe est inférieur au débit demandé, on utilise les techniques suivantes :

7. **Qualitatif :** augmentation de la vitesse de rotation de la pompe.
8. **Changement de type de la pompe.**
9. **Couplage des pompes.**

V.10. Choix des pompes du projet :

En utilisant un logiciel de sélection, nous saisissons les valeurs de débit et de charge imposés, ainsi que le type de pompe souhaité (monocellulaire à axe horizontal, multicellulaire à axe horizontal, à axe vertical, etc.). Le logiciel nous propose une sélection de pompes correspondant à nos besoins. Nous choisissons alors la pompe qui convient le mieux et qui satisfait aux critères mentionnés précédemment.

V.10.1 Pour la station de pompage de Bir Louhichi (SP1) :

Les résultats d'exécution du logiciel sont représentés dans le tableau **(V.1)** :

Tableau (V.1) : Résultats de choix des pompes pour SP1

N	Débit appelé (l/s)	HMT appelé (m)	Débit donnée par la pompe (l/s)	HMT donnée par la pompe (m)	ηj (%)	Vitesse (tr/min)	P_{abs} (KW)	$(NPSH)_r$	Nbr d'étage
1	65	91	70.5	91.9	78.4	1450	82	2.49	4
2	**32.5**	**91**	**35.5**	**92**	**75.9**	**2900**	**42.8**	**3.84**	**1**
3	21.67	91	22.4	91.3	74	2900	27.7	3.3	3

Une comparaison entre les pompes N°1, N°2 et N°3 nous mène à choisir la pompe N°2 et cela pour les raisons suivantes :

- Elle assure le débit et HMT demandés ;
- Rendement acceptable ;
- Puissance absorbée minimale ;
- NPSH requis minimale.
- Nombre d'étage minimal.

En conclusion ; On opte pour une seule (02) en plus d'une (01) pompe de secours. Ces trois (03) pompes sont identiques pompes à axe horizontal multicellulaire.

❖ **Description de la pompe Choisie :**

- Nom de la pompe : PM 100/ 2 D ;
- Centrifuge multicellulaire pour hautes pressions à axe horizontal
- Roues, diffuseurs et corps d'aspiration : en fonte
- Corps de refoulement et corps d'étage : en fonte (PMS : en fonte sféroidale)
- Corps de refoulement avec pieds de support et orifice de refoulement tourné vers le haut ; corps d'aspiration à bouche orientable
- Arbre en acier inoxydable entièrement protégé par une douille en acier inoxydable. Double palier
- Roulements à billes largement dimensionnés pour supporter les charges radiales et axiales dans les deux sens
- Garniture : à tresse, réglable à faible coefficient de frottement
- Hauteur d'arbre normalisée (UNI 2946)

❖ **Données techniques :**

Tableau (V.2) : Caractéristiques de la pompe de SP1.

Données techniques	Caractéristique
Q (l/s)	35.53
H (m)	92
Rendement (%)	75.9
Puissance (KW)	42.8
Vitesse (tr/min)	2900
NPSH requis	3.84
Raccord d'aspiration	DN 125 (UNI PN40)
Diamètre refoulement	DN 100 (UNI PN25)

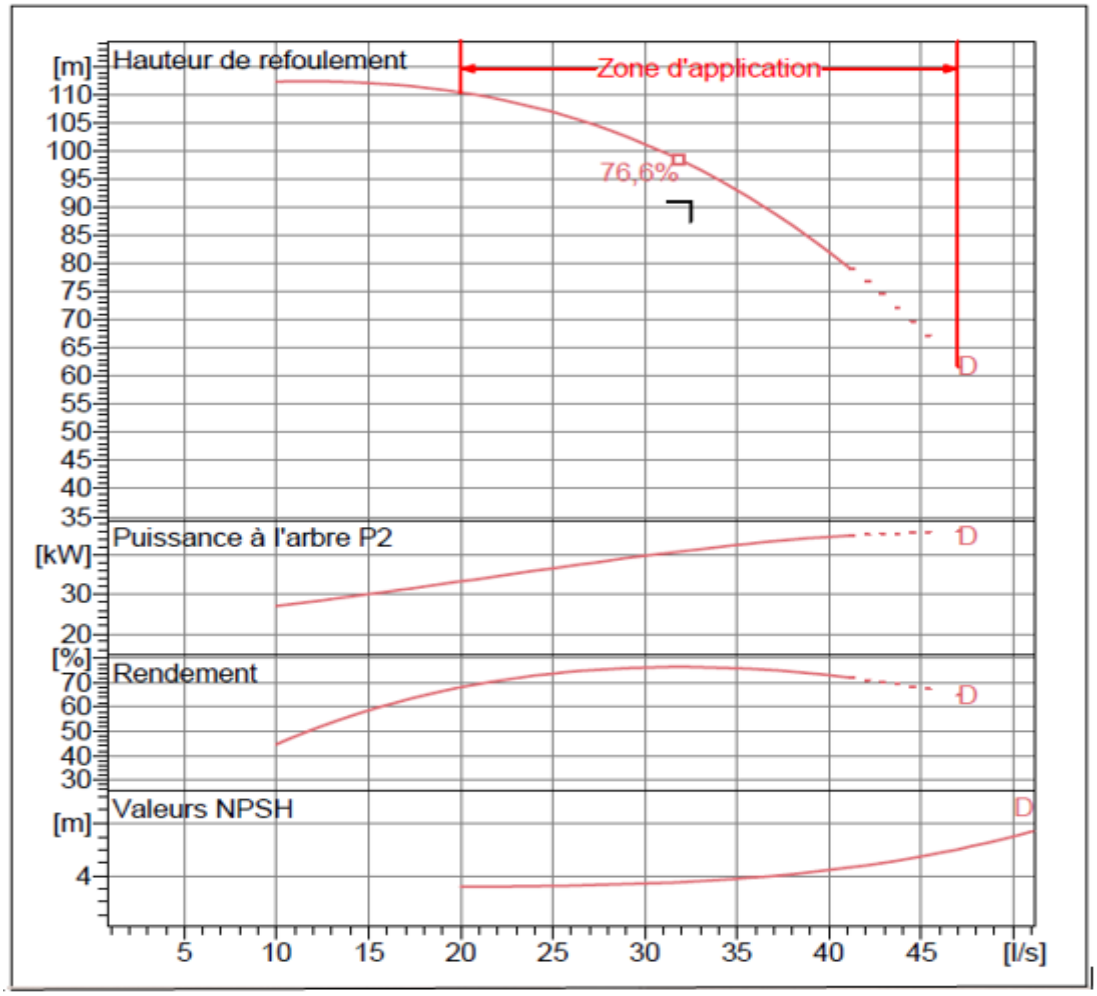


Figure V. 4 : Les courbes caractéristiques de la pompe de SP1

❖ **Courbe caractéristique de la conduite reliant SP1 au réservoir tampon de volume 2000m^3 :**

$H_c = H_g + R\,Q^2$ **(VI.6)**

Avec :

$R = 1.1 \times \frac{8 \times \lambda \times L_r}{g \times \pi^2 \times D^5}$ **(VI.7)**

Avec :

λ: Coefficient de frottement linéaire ;

L_r : Longueur de la conduite de refoulement (m) ;

g : Accélération de la pesanteur (9. 81m^2.s^{-1}) ;

R : Résistance totale de la conduite (s^2.m^{-5}) ;

Données :

Q = 65 l/s ; L_r = 600 m ; HMT = 90,734 m ; Hg = 86 m ; D = 250 mm ; λ = 0,007356

R = 410.78 $s^2.m^{-5}$.

AN :

$H_c = 91 + 410.78 \times Q^2$

Tableau (V.3) : Variation de la charge en fonction des débits (pompe SP1 et conduite (SP1- réservoir tampon 2000m^3)).

Q (l/s)	(H_p-Q)	(H_c-Q)
10	112	91,4
15	112	91,9
20	110	92,6
25	107	93.6
30	102	94.7
35	93	96.03
40	83	97.6

La figure **(V.3)** présente à la fois la courbe caractéristique de la conduite de refoulement et le point de fonctionnement de la pompe.

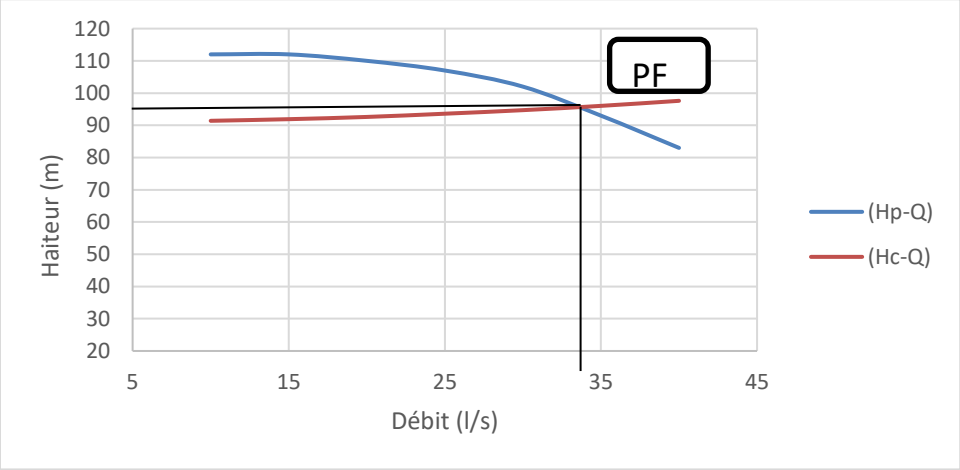


Figure V.5 : point de fonctionnement de la pompe du SP1

Le débit et la hauteur manométrique totale correspondant au point de fonctionnement sont :

Q_{pf} = 34 l/s et H_{pf} = 96 m

Avec le débit appelé par le réseau est : Q_{app} = 32.5 l/s

Car le débit appelé par le réseau est situé entre 0.9Q_{pf} et 1.1Q_{pf}, donc la pompe sélectionnée ne nécessitera aucun réglage.

❖ **Condition de non cavitation :**

Pour éviter le phénomène de cavitation, la condition suivante doit être vérifiée :

$(NPSH)_r < (NPSH)_d$ **(VI.8)**

$(NPSH)_r$: Charge nette d'aspiration requise. Elle est fournie par le constructeur ;

$(NPSH)_d$: Charge nette d'aspiration disponible. Elle est fournie par l'installateur ;

Avec :

$(NPSH)_d = (NPSH)_r + r$ **(VI.9)**

r : Marge de sécurité. r = (0.3 - 0.5)m

On prend : r = 0.3 m.

Dans notre cas, on opte pour une installation en charge au niveau de la station de pompage. Donc n'existe pas un risque de cavitation.

La hauteur d'aspiration admissible par la relation suivante :

$$h_{asp}^{adm} = (NPSH)_r + r - P_{atm} + T_v + \frac{V_a^2}{2\times g} + \Delta h_{asp} \quad \textbf{(VI.10)}$$

Avec : P_{atm} : Pression atmosphérique,

$P_{atm} = 10.33 - 0.00139\times H$ **(VI.11)**

La station de pompage sera implantée à la Côte 823 m ce qui donne une pression atmosphérique de :

$P_{atm} = 10.33 - 0.00139\times 823 = 9.186$ m.c.e

T_v : tension de vapeur en eau (m.c.e)

Tableau (V.4) : Variation de la tension de vapeur d'eau en fonction de la température

T° (C°)	5	10	20	30	40	50	80	100
T_v (m.c.e)	0.09	0.12	0.24	0.43	0.75	1.25	4.82	10.33

La tension de vapeur d'eau sera choisie pour une température de 20°C. Donc

$T_v = 0.24$ m.c.e

V_a : Vitesse d'écoulement dans la conduite d'aspiration (m/s) ;

La conduite d'aspiration est dimensionnée de sorte que à éviter la cavitation et la formation de Vortex, c'est pour cela qu'on doit impérativement avoir une vitesse d'aspiration admissible.

$D_a > d_a$ **(VI.12)**

d_a : diamètre de la tubulure d'aspiration, d'après le logiciel de sélection est égal à 200 mm .

Nous prendrons 1.5 comme facteur de multiplication ce qui donne :

$D_a = 1.5*125 = 187.5$ mm

Le diamètre normalisé sera égal à 200 mm (PEHD PN16)

Pour le PEHD la vitesse admissible doit être entre 0.5 et 1.5 m/s

$$V_a = \frac{Q}{S} = \frac{4Q}{\pi \times D^2} \quad \textbf{(VI.13)}$$

AN:

$V_a = 1.03$ m/s vérifier

Δh_{asp} : Perte de charge total coté aspiration. Les pertes de charge singulière sont estimées à 10% des pertes de charge linéaires.

Donc :

$$\Delta h_{asp} = 1.10 \times \Delta h_{asp}^{lin} \quad \textbf{(VI.14)}$$

Avec :

Δh_{asp}^{lin} : Perte de charge linéaire coté aspiration. Tell que

$$\Delta h_{asp}^{lin} = \frac{8 \times \lambda \times L_a \times Q^2}{\pi^2 \times g \times D^5} \quad \textbf{(VI.15)}$$

L_a : longueur d'aspiration (m).

Les pompes des forages M11, M12 et M1bis refoulent vers un réservoir au niveau de la station SP1 et les pompes de la station de pompage aspirant à partir de ce réservoir. Donc par hypothèse on prend L_a= 13 m.

AN :

Δh_{asp}^{lin} = 0.0261 m ⟹ Δh_{asp} = 0.02871 m

❖ **Calage de la pompe :**

Le calage de la pompe consiste à définir précisément la côte de l'axe de la pompe par rapport au niveau du plan d'eau d'aspiration, de manière à assurer un fonctionnement exempt de tout risque de cavitation.

- Pour l'installation en charge :

$$\nabla_{axe} = \nabla_{min} - h_{asp}^{adm} + s \quad \textbf{(VI.16)}$$

Avec :

∇_{axe} : Niveau de l'axe de la pompe (mNGA).

∇_{min}: Niveau minimal du plan d'eau d'aspiration (mNGA). Tell que : $\nabla_{min} = C_p - h + h_{inc}$ **(VI.17)**

C_p : côte du plan d'eau dans le réservoir. C_p = 823 mNGA

h : hauteur d'eau dans le réservoir (m)., h = 4m

h_{inc} : hauteur d'incendie dans le réservoir (m), h_{inc} = 0.09m

s : réserve de sécurité (s =0.1 ÷ 0.3)m on prend s = 0.1 m

AN :

∇_{axe} = 823.91 mNGA

❖ **Les frais annuels d'énergie :**

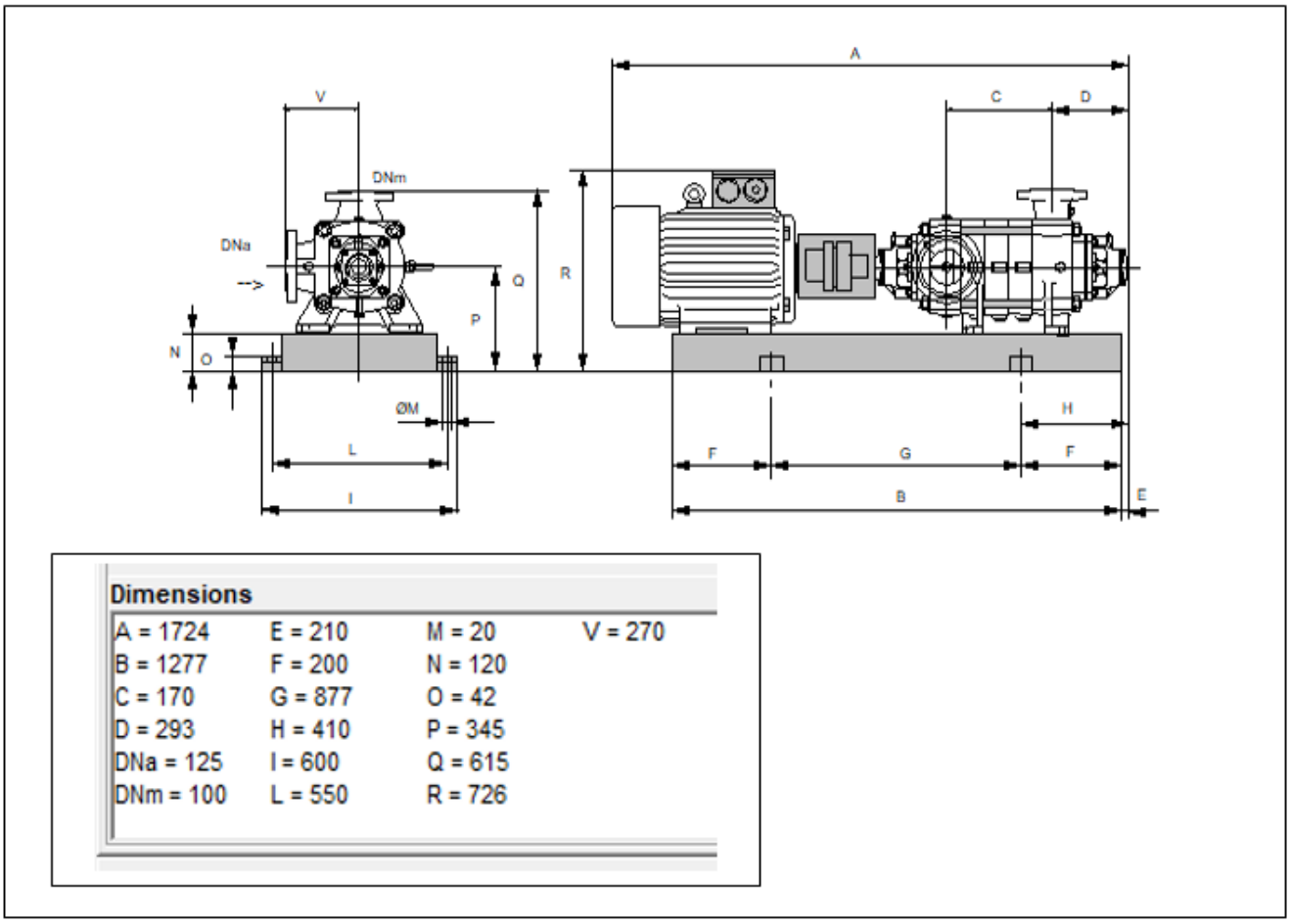
Les frais annuels totaux des installations sont représentés dans le tableau (V.5) :

Tableau (V.5) : Frais annuel totaux pour la station de pompage SP1

La station	Direction	Puissance du moteur (KW)	Nombre des moteurs	Temps de pompage (h)	E (KWh)
SP1	R-Tampon (2000 m^3)	45	3	20	985500

❖ **Encombrement de la pompe :**

L'encombrement de la pompe ainsi les dimensions des différents organes sont représentées d'après le logiciel de sélection dans la figure suivante :



Dimensions			
A = 1724	E = 210	M = 20	V = 270
B = 1277	F = 200	N = 120	
C = 170	G = 877	O = 42	
D = 293	H = 410	P = 345	
DNa = 125	I = 600	Q = 615	
DNm = 100	L = 550	R = 726	

Figure V.6 : Electropompe (SP1) sur socle et leurs différentes distances.

❖ **Calcul génie civil :**

Les différentes dimensions de la station de pompage sont :

- **Epaisseur des murs du bâtiment :**

On prévoit des murs à double cloisonnement avec des brique de 10 cm d'épaisseur séparés entre elles d'un vide de 10 cm, alors l'épaisseur du mur sera 30 cm.

- **Hauteur du bâtiment :**

Calculé comme suit :

$$Hb = H5 + H6 + H7 + H8 + H9 \quad \textbf{(VI.18)}$$

Avec :

H5 = Hp + Hs + Hr **(VI.19)**

Hp : Hauteur de la pompe. Hp = 0.6m ;

Hs : Hauteur du socle de 0.3 à 0.5 m, Hs = 0.3m ;

Hr : Hauteur de la réserve. Hr = 0.5m ;

H6 : Hauteur réservé à l'homme. H6 = 2.2m ;

H7 : Hauteur du chariot. H7 = 0.3m ;

H8 : Hauteur profilée. H8 = 0.8m ;

H9 : Hauteur de la sécurité. H9 = 0.5m

AN :

Hb = 5.1 m

Les hauteurs du bâtiment étant normalisé (3, 3.6, 4.2, 4.8, 5.5, 6m). Puisque le bâtiment de la station sera semi enterré et vu son plan d'architecture, on opte alors pour une hauteur du bâtiment de 5.5 m.

- **Longueur du bâtiment :**

Calculé comme suit :

Lb = n*L + Lint + Lpf +Lr + Le + 2s **(VI.20)**

Avec :

n : nombre du pompes tenant compte du pompe secours. n = 3 ;

L : Longueur de la pompe et celle du moteur. L = 2m

Lint : Distances entre deux pompes voisines. Lint = 2m;

Lpf : Longueur de la salle des machines. Lpf = 4.1m ;

Lr : largeur de l'amortie électrique. Lr = 1m ;

Le : L'espace entre l'amortie électrique et les murs. Le = 1m

s : épaisseur du mur. s = 0.3 m

AN : Lb = 14.7m

Donc la station de pompage aura une longueur de 15m.

- **Largeur du bâtiment :**

  Calculé comme suit :

  lb = l1 + l2 + l3 + l4 + 4s **(VI.21)**

  Avec:

  l1 : distance entre mur et premier organe de la pompe, l1 = 0.9m

  l2 : largeur de la pompe, l2 = 1m

  l3 : distance entre la pompe et le mur du couloir, l3 = 1.81m

  l4 : largeur du couloir, l4 = 1.91m

  AN : lb = 6.82m

  La station de pompage aura une largeur de 7m.

- **Dimensions des portes :**

  - Porte principale : 4.2*3
  - Porte secondaire : 2.2*1.2

- **Dimensionnement des fenêtres :**

  La surface des fenêtres est prise entre 10 et 15 % de la surface de la salle des machines. On prend 12.5%.

  Donc : S_{fen} = 0.125*15*7 = 13.125 m^2

  Le nombre des fenêtres :

  $N_{fen} = S_{fen}/(2.2*1.4) = 4.26$ donc : N_{fen} = 5 fenêtres

Tableau (V.6) : Récapitulation des dimensions du bâtiment de la station SP1.

Dimensions du bâtiment de la station de pompage en (m)						
Longueur	Largeur	Hauteur	Epaisseur des murs	Fenêtres	Portes	
					Principale	Secondaire
15	7	5.5	0.3	2.2*1.4	4.2*3	2.2*1.2

V.10.2 Pour la station de pompage de HADDADA (SP2) :

Les résultats d'exécution du logiciel sont représentés dans le tableau **(V.6)** :

Tableau (V.7) : Résultats de choix des pompes pour SP2

N	Débit appelé (l/s)	HMT appelé (m)	Débit donnée par la pompe (l/s)	HMT donnée par la pompe (m)	Ŋ (%)	Vitesse (tr/min)	P_{abs} (KW)	$(NPSH)_r$	Nbr d'étage
1	77	183.5	80.9	188	79.6	1450	188	3	7
2	38.5	183.5	38	182	77.6	2900	87.2	4.13	3
3	**25.7**	**183.5**	**26**	**185**	**75.6**	**2900**	**62.1**	**4.04**	**4**
4	19.25	183.5	18.1	178	76	1450	41.7	1.91	10

Une comparaison entre les pompes N°1et N°3 nous mène à choisir la pompe N°3 et cela pour les raisons suivantes :

- Elle assure le débit et HMT demandés ;
- Rendement acceptable ;
- Puissance absorbée minimale.
- NPSH requis acceptable.
- Nombre d'étage minimal.

En conclusion ; On opte pour un nombre de pompe de trois (03) en plus d'une (01) pompe de secours. Ces quatre (04) pompes sont identiques pompes à axe horizontal multicellulaire.

❖ **Description de la pompe Choisie :**

- Nom de la pompe : PM 80/ 4 A.
- Centrifuge multicellulaire pour hautes pressions à axe horizontal.
- Roues, diffuseurs et corps d'aspiration : en fonte.
- Corps de refoulement et corps d'étage : en fonte (PMS : en fonte sféroidale).
- Corps de refoulement avec pieds de support et orifice de refoulement tourné vers le haut ; corps d'aspiration à bouche orientable.
- Arbre en acier inoxydable entièrement protégé par une douille en acier inoxydable. Double palier.
- Roulements à billes largement dimensionnés pour supporter les charges radiales et axiales dans les deux sens.
- Garniture : à tresse, réglable à faible coefficient de frottement
- Hauteur d'arbre normalisée (UNI 2946).

❖ **Données techniques :**

Tableau (V.8) : Caractéristiques de la pompe de SP2.

Données techniques	Caractéristique
Q (l/s)	26,02
H (m)	185
Rendement (%)	75.6
Puissance (KW)	62.1
Vitesse (tr/min)	2900
NPSH requis	4.04
Raccord d'aspiration	DN100 (UNI PN25)
Diamètre refoulement	DN 80 (UNI PN 40)

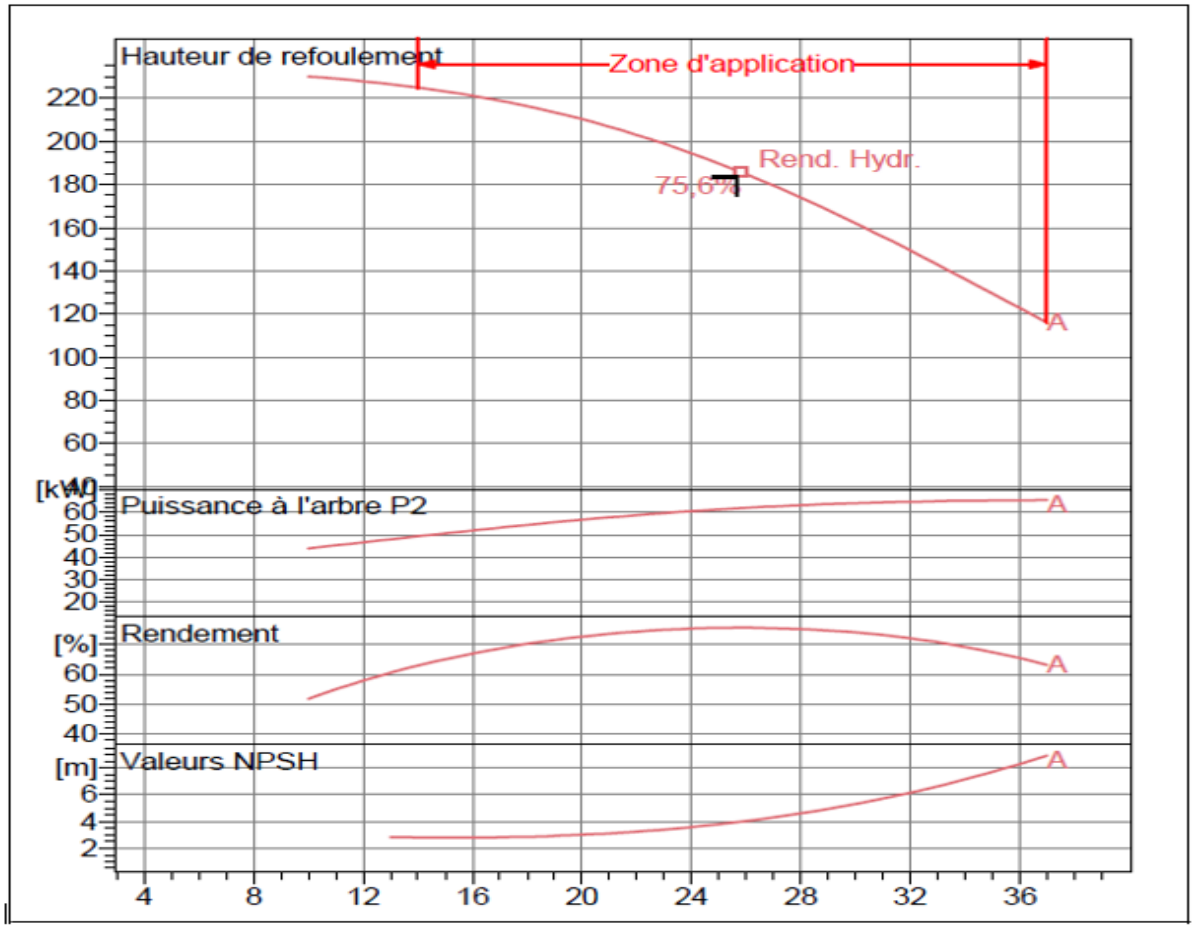


Figure VI. 7 : Les courbes caractéristiques de la pompe de SP2

❖ **Courbe caractéristique de la conduite reliant SP2 au réservoir KHEDARA du volume 300m³ :**

$H_c = H_g + R\,Q^2$ **(VI.18)**

$R = 1.1 \times \frac{8 \times \lambda \times L_r}{g \times \pi^2 \times D^5}$ **(VI.19)**

Avec :

λ: Coefficient de perte de charge ;

L_r : Longueur de la conduite de refoulement (m) ;

g : Accélération de la pesanteur (9. 81$m^2.s^{-1}$) ;

R : Résistance de la conduite ($s^2.m^{-5}$) ;

Données :

Q = 77 l/s; L_r = 5206 m; HMT = 183.445m; Hg = 137 m; D = 250 mm; λ = 0,016151

R = 7825.60 $s^2.m^{-5}$.

AN :

H_c = 137 + 7825.60 × Q^2

Tableau (V.9) : Variation de la charge en fonction des débits (pompe SP1 et conduite (SP2- réservoir KHEDARA 300m^3).

Q (l/s)	(H_p-Q)	(H_c-Q)
10	230	137.78
12	228	138.13
16	222	139.00
20	210	140.13
24	194	141.51
28	174	143.13
32	150	145.01
36	122	147.14
37	114	147.71

La figure **(V.5)** présente à la fois la courbe caractéristique de la conduite de refoulement et le point de fonctionnement de la pompe.

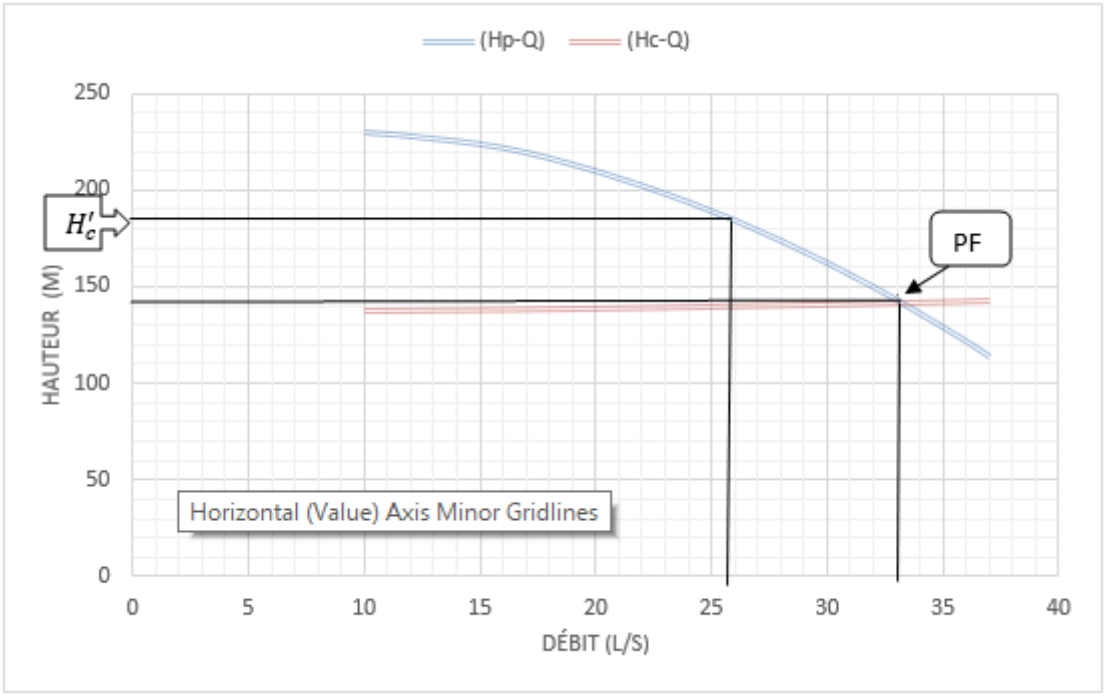


Figure VI. 8 : Point de fonctionnement des pompes du SP2

Le débit et l'hanteur manométrique totale correspondant au point de fonctionnement sont :

Q_{pf} = 33 l/s

H_{pf} = 140 m

Avec le débit appelé par le réseau est : Q_{app} = 25.7 l/s

Car : $0.9Q_{pf} < Q_{app} < 1.1Q_{pf}$ n'est pas vérifier

Donc la pompe sélectionnée nécessite un réglage.

❖ **Réglage de la pompe :**

Dans notre cas le débit pompé est supérieur à la demande nous choisis de corrigeons cet excès par le réglage quantitatif ou vannage.

Suivant une application numérique du relation (**V.3)** on trouve le rendement de l'installation après vannage égal à :

$\eta_{\substack{inst \\ ap,van}} = 73.014\ \%$.

En utilisant le rendement après vannage, on calcule la nouvelle puissance absorbée :

$$P_{abs} = \frac{\rho \times g \times H_{app} \times Q}{\eta_{\substack{inst \\ ap,van}}} \quad \textbf{(VI.20)}$$

P_{abs} = 63.36 KW.

❖ **Condition de non cavitation :**

La condition **(VI.8)** doit être vérifié

Aussi dans le cas de SP2, on opte pour une installation en charge au niveau de la station de pompage. Donc on calcule la hauteur d'aspiration admissible par la relation **(VI.10)**

Avec :

P_{atm} : Pression atmosphérique,

La station de pompage SP2 sera implantée à la Côte 823 m ce qui donne une pression atmosphérique de :

P_{atm} = 10.33 − 0.00139× 863 = 9.130 m.c.e

V_a : Vitesse d'écoulement dans la conduite d'aspiration (m/s) ;

La conduite d'aspiration est dimensionnée en respectant le relation **(VI.12)** qui dit que Da doit être supérieure à da

d_a : diamètre de la tubulure d'aspiration, d'après le logiciel de sélection est égal à 100 mm .

Nous prendrons 1.5 comme facteur de multiplication ce qui donne :

D_a = 1.5*125 = 150 mm

Le diamètre normalisé sera égal à 160 mm (PEHD PN16)

Suivant une application numérique de la relation **(VI.13),** on trouve :

V_a = 1.26 m/s vérifier pour le PEHD.

La longueur d'aspiration de la station de pompage SP2 est égal à 15 m. Donc :

Δh_{asp}^{lin} = 0.1260 m ⟹ Δh_{asp} = 0.1386 m

❖ **Calage de la pompe :**

C'est le même principe appliqué pour la station de pompage SP1. Avec, la côte du plan d'eau dans le réservoir C_p = 863 mNGA

AN :

∇_{axe}= 863.52 mNGA

❖ **Les frais annuels d'énergie :**

Les frais annuels totaux des installations sont représentés dans le tableau (V.9) :

Tableau (V.10) : Frais annuel totaux pour la station de pompage SP2

La station	Direction	Puissance du moteur (KW)	Nombre des moteurs	Temps de pompage (h)	E (KWh)	F_{an} (DA)
SP2	R-KHEDARA (300 m^3)	75	4	20	2190000	3274488

❖ **Encombrement de la pompe :**

L'encombrement de la pompe ainsi les dimensions des différents organes sont représentées d'après le logiciel de sélection dans la figure suivante :

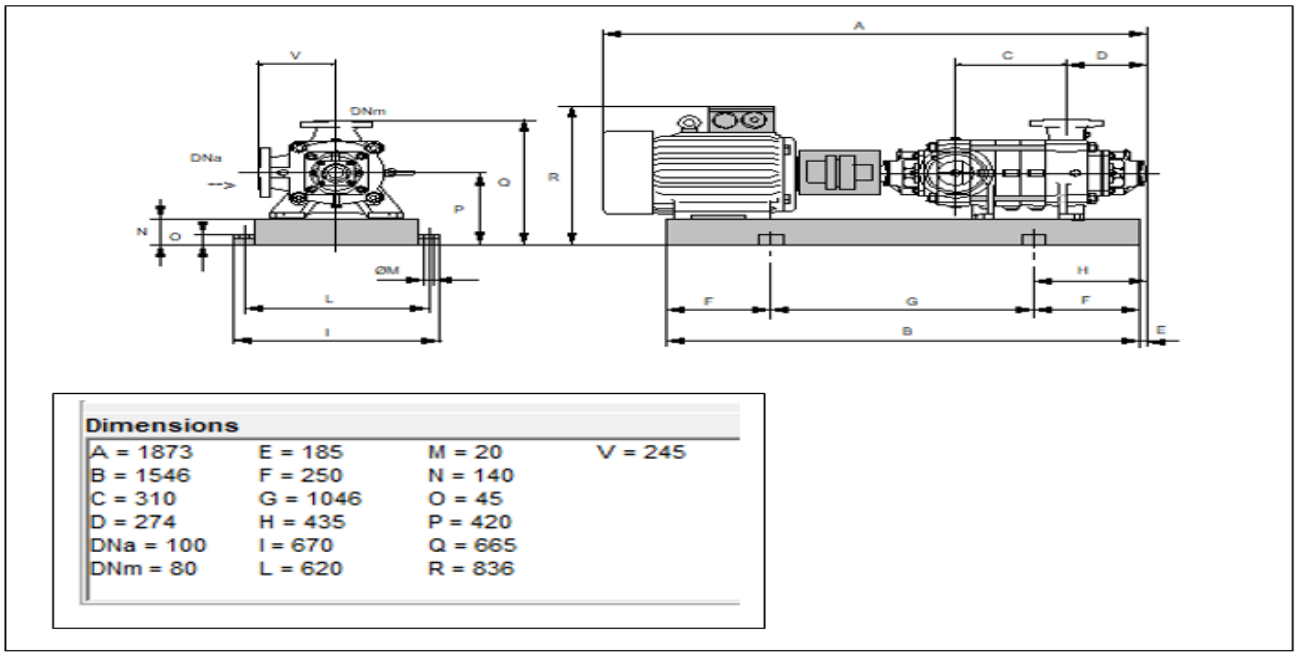


Figure V.9 : Electropompe (SP2) sur socle et leurs différentes distances.

❖ **Calcul génie civil :**

On utilise le même principe précèdent.

Les différentes dimensions de la station de pompage sont représentées dans le tableau **(V.11)**

Tableau (V.11) : Récapitulation des dimensions du bâtiment de la station SP2.

Dimensions du bâtiment de la station de pompage en (m)						
Longueur	Largeur	Hauteur	Epaisseur des murs	Fenêtres	Portes	
					Principale	Secondaire
16	7	5.5	0.3	2.2*1.4	4.2*3	2.2*1.2

Conclusion :

Notre projet est décomposé en deux parties, la première qui se compose des conduites gravitaires ou l'écoulement se fait sous l'effet de la pente, mais la deuxième partie est celle qui se compose des conduites de refoulement qui fonctionne grâce à des pompes. On respecte les critères des choix de ces derniers on a choisi trois (3) pompes identiques pour la station SP1 chaque pompe à un rendement de 75.9% et une puissance absorbée de 42.8 KW, par contre la station SP2 fonctionne avec quatre (04) pompes identiques, le rendement et la puissance absorbée de l'une est égal respectivement à 73.01 %, 63.36 KW.

Chapitre VI : Protection anti-bélier

Introduction :

La protection contre le régime transitoire qui se produit brutalement doit être effectuée pour les canalisations gravitaire et en refoulement, il existe une diversité de moyens et d'équipements de protection contre ce phénomène du coup de bélier.

L'objectif de ce chapitre est de limiter les effets du ce phénomène en utilisant un moyen de protection choisi en fonction de la disponibilité et des caractères géométriques de cette dernière.

VI.1 Définition du coup de bélier :

Le coup de bélier est un phénomène hydraulique oscillatoire qui se présente dans les conduites en charge à écoulement gravitaire ou par refoulement produit lorsque l'écoulement est brusquement interrompu ou modifié, provoquant une onde de choc positive (surpression) ou négative (dépression). Cette onde est caractérisée par une vitesse de propagation qui est la célérité.

VI.2 Les causes du coup de bélier :

- Dans le cas des conduites gravitaire, l'ouverture ou la fermeture brutal des vannes.
- Dans le cas des conduites en refoulement, le démarrage ou l'arrêt brutal d'un ou plusieurs groupes électropompes.
- Modification de la vitesse d'une pompe.
- Le remplissage ou la vidange d'un système d'AEP.
- La disparition de l'alimentation électrique dans une station de pompage est cependant la cause la plus répandue du coup de bélier.

VI.3 Risques dus aux coups de bélier :

- **Risque de forte pression :** lorsque la somme de la pression initiale plus surpression est supérieure à la pression maximale admissible des tuyaux, dans ce cas il y a des risques de rupture des conduites et déboitement des joints.
- **Risque de pression négative :** apparait soit à la suite d'une forte pression, soit à la suite d'un arrêt brusque de la pompe. Si cette pression devient inférieure à 10 m.c.e il y risque d'implosion de la conduite, l'aspiration des joints.
- **Fatigue de la conduite :** provoqué par une alternance rapide de fortes et de faibles pressions.

VI.4 Protection contre le coup de bélier :

Il existe une variation des moyens et des équipements de protection contre le coup de bélier qui devront avoir pour effet :

- De limiter la dépression.
- De limiter la surpression.

Les appareils les plus utilisés sont les suivants :

- **Les volants d'inertie :** qui interviennent dans la protection contre les dépressions, c'est un moyen d'augmenter le temps de ralentissement de la pompe, grâce à l'énergie cinétique accumulée.
- **Les soupapes de décharge :** qui interviennent dans la protection contre les surpressions.
- **Les réservoirs d'air et les cheminées d'équilibre** : qui interviennent à la fois dans la protection contre les dépressions et les surpressions.

VI.5 Le principe de fonctionnement du réservoir d'air :

Le réservoir d'air contient un mélange d'eau et d'air, et pendant le fonctionnement normal, la pression de l'air à l'intérieur équilibre la pression dans la conduite à l'endroit considéré. Lorsque le groupe électrique est éteint, un clapet se ferme. Étant donné que la pompe ne génère plus de pression, une partie de l'eau contenue dans le réservoir d'air est forcée dans la conduite. En effet, à ce moment-là, la pression de l'air dans le réservoir d'air reste plus élevée que celle qui règne à l'autre extrémité de la conduite, c'est-à-dire dans le réservoir.

L'eau de la conduite revient en arrière après l'annulation de sa vitesse et remonte dans la cloche, il en résulte donc une succession de surpressions et de dépressions jusqu'à l'amortissement du phénomène.

La dissipation de l'énergie de l'eau peut être obtenue par le passage de celle-ci au travers d'un organe d'étranglement disposé à la base de la cloche.

Etant un dispositif simple protégeant l'installation aussi bien contre les dépressions que contre les surpressions, et qu'il est simple à installer et facile à contrôler, notre choix se portera sur ce dispositif.

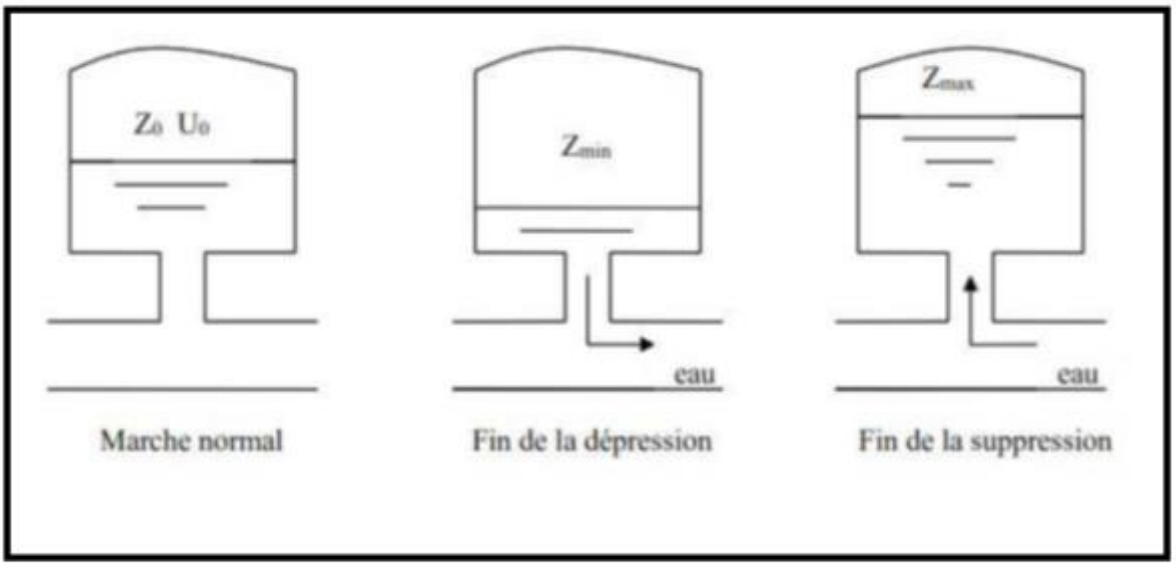


Figure VI.1 : Principe de fonctionnement d'un réservoir d'air. *(Source : Polycopié Mr B.Saleh).*

Remarque :

Dans ce projet, nous suggérons l'utilisation d'un réservoir d'air comme méthode de protection des installations en raison des avantages qu'il offre :

- Il intervient dans la protection contre la surpression et la dépression.
- Il est utilisé pour les moyennes et grandes hauteurs de refoulement.
- Il est simple à installer.
- Bon fonctionnement.
- Bonne sécurité
- Pas de pertes d'eau.

VI.6 Calcul des réservoirs d'air :

Le calcul de réservoir d'air permet de déterminer les valeurs de la surpression et de la dépression maximales dans les conduites de refoulement aussi le volume de réservoir d'air.

Pour les méthodes de calculs de réservoir d'air, on distingue :

- **Méthode de VIBERT :**

Pour les petites installation la méthode donne des bons résultats, mais pour les grandes installations il existe risque de donner des volumes de réservoirs d'air importante.

❖ **Méthode de PUECH ET MEUNIER :**

Selon l'étude comparative menée par MM. Puech et Meunier sur les différents abaques disponibles, les résultats obtenus se situent dans une fourchette de précision d'environ 10%. Cette précision est considérée suffisante pour effectuer des dimensionnements industriels.

La méthode est basée sur le calcul du deux nombres adimensionnels Ket A qui sont données par les formules **(VI.1), (VI.2),** en utilisant les abaques de PEUTCH et MEUNIER on peut déterminer la 3^{éme} nombre adimensionnel B afin de calculer le volume d'air comprimé en fonctionnement permanent.

$$K = \frac{H_{abs} - H_0}{H_0} \qquad \textbf{(VI.1)}$$

$$A = \frac{C \times V_0}{g \times H_0} \qquad \textbf{(VI.2)}$$

Avec :

H_0 : la pression statique absolue (m), $H_0 = H_g + 10$ **(VI.3)**

H_{abs} : La pression de service absolue (m), $H_{abs} = H_0 + \Delta H$ **(VI.4)**

ΔH : Perte de charge dans la conduite (m).

V_0 : vitesse d'écoulement en régime permanent (m/s).

g : Accélération de la pesanteur (9. 81m^2.s^{-1}).

C : célérité d'onde de choc (m/s).

La célérité d'onde est donnée par la formule **(VI.4)** publiée par Mr B. SALAH qui tient compte de l'effet du sol sur la conduite.

$$C = \frac{\sqrt{\frac{K}{\rho}}}{\sqrt{1 + \frac{K \times 2a \times (1 - v_m^2) \times (1 - v_S)}{(1 - v_m^2) \times a\, E_S + E_m \times e_m (1 - v_S)}}} \qquad \textbf{(VI.5)}$$

Avec :

K : Coefficient d'élasticité de l'eau ;

ρ : Masse volumique de l'eau ;

E_m : module de Young du matériau de la conduite.

E_s : module de Young du sol.

v_m : coefficient de poisson du matériau.

v_s: coefficient de poisson du sol entourant la conduite.

e_m : Epaisseur de la conduite (m).

a : rayon intérieur de la conduite (m)

Tell que :

Tableau (VI.1) : Tableau représentatif des données de calcul de la célérité d'onde

Matériau	K (*10^9) (Pa)	ρ (Kg / m^3)	E_s (*10^8) (Pa)	v_s	E_m (10^9) (Pa)	v_m
PEHD	2.07	1000	2	0.33	3	0.46
Fonte					120	0.26

Source : Polycopié Mr B. Saleh

Le volume de l'air comprimé en fonctionnement permanent (U_0) est donné par la relation :

$$U_0 = \frac{V_0^2 \times L \times S}{g \times H_{abs} \times B} \quad \textbf{(VI.5)}$$

Avec :

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

S : section de la conduite de refoulement (m^2) ;

La méthode se résume dans les étapes suivantes :

Après le calcul des paramètres A et K,

On trace le profil en long de la conduite de refoulement, comme suite :

Tableau (VI.2) : Profil en long de la conduite de refoulement

Z (m)	Z_0	Z_1	Z_2	Z_3
X	X_0	X_1	X_2	X_3
$\frac{\Delta Z + 10}{H_g + 10}$	$\frac{Z_0 - Z_0 + 10}{H_g + 10}$	$\frac{Z_1 - Z_0 + 10}{H_g + 10}$	$\frac{Z_2 - Z_0 + 10}{H_g + 10}$	$\frac{Z_3 - Z_0 + 10}{H_g + 10}$
$\frac{X}{L}$	0	$\frac{X_1}{L}$	$\frac{X_2}{L}$	$\frac{X_3}{L}$

Avec :

Z : La pression totale,

X/L : Le rapport entre les abscisses de différents points et la longueur totale.

Dans les abaques, les courbes de dépression sont en fonction de P_{min}/H_0 et X/L.

- ✓ Ayant calculé K et A, nous superposons la famille des courbes B au profil en long. Nous opterons pour la courbe qui garantit au minimum une marge de 3 mètres de pression absolue au-dessus du point le moins favorable du profil. La valeur de B est utilisée pour déterminer U0.
- ✓ Déterminer le volume d'air maximum qui correspond à la pression minimale P_{min} cette dernière est tirée de l'abaque par l'intersection de la courbe B et l'axe des ordonnées P_{min}/H_0 ou $(\frac{\Delta Z+10}{H_g+10})$.

$$U_{max} = U_0 \left[\frac{H_{abs}}{P_{min}}\right]^{1/1.2} \quad \textbf{(VI.5)}$$

En vue d'assurer 30% d'eau dans le ballon lors de la plus grande dépression, il faut prévoir un réservoir d'un volume réel égal à :

$$U_{réel} = 1.3 \times U_{max} \quad \textbf{(VI.6)}$$

- **Application de la méthode de PUECH ET MEUNIER :**

❖ **Conduite C1 :**

- **Les données de base du C1 :**

Les caractéristiques de conduite de refoulement (C1) reliant la pompe du forage M11 au réservoir du volume 800m^3 qui trouvé au niveau de la station du pompage de Bir Louhichi (SP1) sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau (VI.3) : Les différentes caractéristiques de la conduite C1

Conduite	Type de matériau	D_{int} (mm)	S (m^2)	V_0 (m/s)	L (m)	H_g (m)	ΔH (m)
C1	PEHD	163.6	0.0210	1.428	1270	113	6.751

- **Calcul de la célérité d'onde :**

Les résultats obtenus pour le calcul de la célérité d'onde C, sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau (VI.4) : Calcul de la célérité de la conduite C1

Conduite	a (m)	e_m (m)	C (m/s)
C1	0.0818	0.0182	669.7081

Le profil en long de la conduite C1 est donné dans le tableau **(VI.4) :**

Tableau (VI.5) : Profil en long de la conduite C1

Z	714	753	789,12	827
Position	0L	0,35L	0,65L	L
ΔZ	0	39	75,12	113
(ΔZ+10) /(Hg+10)	0,081301	0,398374	0,692033	1
X/L	0	0,35	0,65	1

Les résultats de calcul des différents paramètres sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau (VI.6) : Résultats de calcul des paramètres de la méthode de PUECH et MEUNIER de la conduite C1

Conduite	H_0 (m)	H_{abs} (m)	K	A	B	P_{min}/H_0	U_0 (m^3)	U_{max} (m^3)
C1	123	129,7511	0,0548	0,7924	0,6	0,7	0,0712	0,1656

Donc le volume réelle normalisé sera égal à :

$U_{réel} = 1.3 \times 0.1656 = 0.250\ m^3$

❖ **Conduite C2 :**

Suivant la même procédure précèdent on trouve que le volume d'air réelle qui protège la conduite C2 sera égal à 0.2 m^3.

Ce volume est divisé sur les réservoirs d'air des conduites C3 et C4.

❖ **Conduite C3 :**

- **Les données de base du C3 :**

Les caractéristiques de conduite de refoulement (C3) reliant le point d'intersection N à la pompe du forage M1bis sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau (VI.7) : Les différentes caractéristiques de la conduite C3

Conduite	Type de matériau	D_{int} (mm)	S (m^2)	V_0 (m/s)	L (m)	H_g (m)	ΔH (m)
C3	PEHD	130.8	0.0134	1.489	430	88.248	3.2169

- **Calcul de la célérité d'onde :**

Les résultats obtenus pour le calcul de la célérité d'onde C, sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau (VI.8) : Calcul de la célérité de la conduite C3

Conduite	a (m)	e_m (m)	C (m/s)
C3	0.0654	0.0146	670.3592

Le profil en long de la conduite C3 est donné dans le tableau **(VI.11) :**

Tableau (VI.9) : Profil en long de la conduite C3

Z	747	778,06	798,811	835,248
Position	0L	0,35L	0,65L	L
ΔZ	0	31,06	51,811	88,248
(ΔZ+10) /(Hg+10)	0,101783	0,417922	0,629132	1
X/L	0	0,35	0,65	1

Les résultats de calcul des différents paramètres sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau (VI.10) : Résultats de calcul des paramètres de la méthode de PUECH et MEUNIER de la conduite C3

Conduite	H_0 (m)	H_{abs} (m)	K	A	B	P_{min}/H_0	U_0 (m^3)	U_{max} (m^3)
C3	98.248	101.465	0,0327	0.1036	1	0,62	0,0128	0,0258

Donc le volume réelle normalisé sera égal à :

$U_{réel} = (1.3 \times 0.258) + 0.1 = 0.5\ m^3$

❖ **Conduite C4 :**

- **Les données de base du C4 :**

Les caractéristiques de conduite de refoulement (C4) reliant le point d'intersection N à la pompe du forage M12 sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau (VI.11) : Les différentes caractéristiques de la conduite C4

Conduite	Type de matériau	D_{int} (mm)	S (m^2)	V_0 (m/s)	L (m)	H_g (m)	ΔH (m)
C4	PEHD	130.8	0.0134	1.117	222	88.248	0.9342

La célérité d'onde C de la conduite C4 est égal à la célérité d'onde C de la conduite C3 car elles sont de même type de matériau et ont le même diamètre.

Le profil en long de la conduite C4 est donné dans le tableau **(VI.14) :**

Tableau (VI.12) : Profil en long de la conduite C4

Z	747	776,95	801,55	835,248
Position	0L	0,35L	0,65L	L
ΔZ	0	29,95	54,55	88,248
(ΔZ+10) /(Hg+10)	0,1017	0,4066	0,6570	1
X/L	0	0,35	0,65	1

Les résultats de calcul des différents paramètres sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau (VI.13) : Résultats de calcul des paramètres de la méthode de PUECH et MEUNIER de la conduite C4

Conduite	H_0 (m)	H_{abs} (m)	K	A	B	P_{min}/H_0	U_0 (m^3)	U_{max} (m^3)
C4	98,248	99,1822	0,0095	0,7768	0,8	0,64	0,005	0,011

Donc le volume réelle normalisé sera égal à :

$U_{réel} = (1.3 \times 0{,}011) + 0.1 = 0.15\ m^3$

❖ **Conduite C5 :**

- **Les données de base du C5 :**

Les caractéristiques de conduite de refoulement (C5) reliant le réservoir du volume 800m^3 qui trouvé au niveau de la station du pompage de Bir Louhichi (SP1) au réservoir tampon du volume 2000m^3 sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau (VI.14) : Les différentes caractéristiques de la conduite C5

Conduite	Type de matériau	D_{int} (mm)	S (m^2)	V_0 (m/s)	L (m)	H_g (m)	ΔH (m)
C5	PEHD	204.6	0.0329	1.978	600	86	4,7342

- **Calcul de la célérité d'onde :**

Les résultats obtenus pour le calcul de la célérité d'onde C, sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau (VI.15) : Calcul de la célérité de la conduite C5

Conduite	a (m)	e_m (m)	C (m/s)
C5	0.1023	0.0227	669.1869

Le profil en long de la conduite C5 est donné dans le tableau **(VI.18) :**

Tableau (VI.16) : Profil en long de la conduite C5

Z	823,42	845,2	867,06	887,9	909
Position	0L	0,25L	0,5L	0,75L	L
ΔZ	0	21,78	43,64	64,48	85,58
(ΔZ+10) /(Hg+10)	0,1046	0,3325	0,5612	0,7792	1
X/L	0	0,25	0,5	0,75	1

Les résultats de calcul des différents paramètres sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau (VI.17) : Résultats de calcul des paramètres de la méthode de PUECH et MEUNIER de la conduite C5

Conduite	H_0 (m)	H_{abs} (m)	K	A	B	P_{min}/H_0	U_0 (m^3)	U_{max} (m^3)
C5	95,09	99,8242	0,049787	1,4189	1	0.55	0.1177	0.2017

Donc le volume réelle normalisé sera égal à :

$U_{réel} = 1.3 \times 0{,}2017 = 0.3\ m^3$

❖ **Conduite C6 :**

- **Les données de base du C6 :**

Les caractéristiques de conduite de refoulement (C6) reliant la pompe du forage Ms1bis au réservoir du volume 2000m^3 qui est trouvé au niveau de la station de pompage de HADDADA(SP2) sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau (VI.18) : Les différentes caractéristiques de la conduite C6

Conduite	Type de matériau	D_{int} (mm)	S (m^2)	V_0 (m/s)	L (m)	H_g (m)	ΔH (m)
C6	PEHD	204.6	0.0329	1.430	1200	54	4,9505

La célérité d'onde C de la conduite C6 est égal à la célérité d'onde C de la conduite C5 car elles sont de même type de matériau et ont le même diamètre.

Le profil en long de la conduite C4 est donné dans le tableau **(VI.21) :**

Tableau (VI.19) : Profil en long de la conduite C6

Z	813	830,23	851,4	867
Position	0L	0,35L	0,7L	L
ΔZ	0	17,23	38,4	54
(ΔZ+10) /(Hg+10)	0,15625	0,425469	0,75625	1
X/L	0	0,35	0,7	1

Les résultats de calcul des différents paramètres sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau (VI.20) : Résultats de calcul des paramètres de la méthode de PUECH et MEUNIER de la conduite C6

Conduite	H_0 (m)	H_{abs} (m)	K	A	B	P_{min}/H_0	U_0 (m^3)	U_{max} (m^3)
C6	64	68,9505	0,0774	1,5245	2	0,4	0,0597	0,148

Donc le volume normalisé réelle sera égal à :

$U_{réel} = 1.3 \times 0{,}148 = 0.2\ m^3$

❖ **Conduite C7 :**

- **Les données de base du C7 :**

Les caractéristiques de conduite de refoulement (C7) reliant la pompe du forage Ms1 au réservoir du volume 2000m^3 qui est trouvé au niveau de la station de pompage de HADDADA(SP2) sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau (VI.21) : Les différentes caractéristiques de la conduite C7

Conduite	Type de matériau	D_{int} (mm)	S (m^2)	V_0 (m/s)	L (m)	H_g (m)	ΔH (m)
C7	PEHD	130.8	0.0134	1.489	1200	52	8,9774

La célérité d'onde C de la conduite C7 est égal à la célérité d'onde C de la conduite C3 car elles sont de même type de matériau et ont le même diamètre.

Le profil en long de la conduite C7 est donné dans le tableau **(VI.24) :**

Tableau (VI.22) : Profil en long de la conduite C7

Z	815	831,18	852,21	867
Position	0L	0,35L	0,7L	L
ΔZ	0	16,18	37,21	52
(ΔZ+10) /(Hg+10)	0,16129	0,422258	0,761452	1
X/L	0	0,35	0,7	1

Les résultats de calcul des différents paramètres sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau (VI.23) : Résultats de calcul des paramètres de la méthode de PUECH et MEUNIER de la conduite C7

Conduite	H_0 (m)	H_{abs} (m)	K	A	B	P_{min}/H_0	U_0 (m^3)	U_{max} (m^3)
C7	62	70,97745	0,144798	1,641312	2	0,4	0,0256	0,0615

Donc le volume réelle normalisé sera égal à :

$U_{réel} = 1.3 \times 0.0615 = 0.1 m^3$

❖ **Conduite C8 :**

- **Les données de base du C8 :**

Les caractéristiques de conduite de refoulement (C8) reliant la station de pompage de HADDADA (SP2) au réservoir KHEDARA du volume 300 ^{m3} sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau (VI.24) : Les différentes caractéristiques de la conduite C8

Conduite	Type de matériau	D_{int} (mm)	S (m^2)	V_0 (m/s)	L (m)	H_g (m)	ΔH (m)
C8	Fonte	250	0.0491	1.569	5206	137.12	46,4447

- **Calcul de la célérité d'onde :**

Les résultats obtenus pour le calcul de la célérité d'onde C, sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau (VI.25) : Calcul de la célérité de la conduite C8

Conduite	a (m)	e_m (m)	C (m/s)
C8	0.125	0.012	1248.8803

Le profil en long de la conduite C8 est donné dans le tableau **(VI.28) :**

Tableau (VI.26) : Profil en long de la conduite C8

Z	862.88	882,7	920,1	969,7	1000
Position	0L	0,25L	0,5L	0,75L	L
ΔZ	0	19,82	57,22	106,82	137.12
(ΔZ+10) /(Hg+10)	0,068027	0,202041	0,456463	0,793878	1
X/L	0	0.25	0.5	0.75	1

Les résultats de calcul des différents paramètres sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau (VI.27) : Résultats de calcul des paramètres de la méthode de PUECH et MEUNIER de la conduite C8

Conduite	H_0 (m)	H_{abs} (m)	K	A	B	P_{min}/H_0	U_0 (m^3)	U_{max} (m^3)
C8	146,48	192,9247	0,3171	1.36	2	0.45	0.1662	0.7763

Donc le volume réelle normalisé sera égal à :

$U_{réel} = 1.3 \times 0.4068 = 1\ m^3$

VI.6 Protection des conduites gravitaires contre le coup de bélier :

Tout comme les conduites en refoulement, les conduites gravitaires sont également exposées aux effets néfastes du coup de bélier et de la surpression, provoquée par le choc des particules liquides contre la paroi de la vanne. Afin de protéger les conduites gravitaires contre le coup de bélier, la seule mesure de protection consiste à étudier attentivement la manière dont la vanne se referme sur cette conduite.

Application :

- **Les données de base du C9 :**

Les caractéristiques de conduite gravitaire (C9) reliant le réservoir tampon du volume $2000m^3$ à la station du pompage de HADDADA (SP2) sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau (VI.28) : Les différentes caractéristiques de la conduite C9

Conduite	Type de matériau	D (mm)	S (m^2)	V_0 (m/s)	L (m)	H_g (m)
C9	PEHD	315	0.078	1.245	7000	42

- **Calcul de la célérité d'onde :**

Les résultats obtenus pour le calcul de la célérité d'onde C, sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau (VI.29) : Calcul de la célérité de la conduite C9

N° C	K (Pa) ($*10^9$)	P (Kg/m^3)	A (m)	v_m	v_s	E_s (Pa) ($*10^8$)	E_m (Pa) (*109)	e_m (m)	C (m/s)
C9	2.07	1000	128.9	0.46	0.33	2	3	0.0286	669.1704

Nous déterminons les valeurs du coup de bélier pour différents temps de fermeture de la vanne à l'aide de la formule suivante :

$b = \frac{C.V_0}{g}$ **(VI.7)** (A.Morel, 1994)

Avec :

b : coup de bélier (m).

C : célérité d'onde de choc (m/s).

V_0 : vitesse moyenne de l'écoulement en régime permanent.

AN :

b = 84.92 m

Les dépressions et les surpressions sous moyens de protection peuvent atteindre les valeurs maximales suivantes :

$H_{max} = H_g + \frac{C.V_o}{g}$ **(VI.8)**

$H_{min} = H_g - \frac{C.V_o}{g}$ **(VI.9)**

- Phase de surpression : $H_s = H_g + b = 42 + 84.92 = 126.92$ m.c.e
- Phase de dépression : $H_d = H_g - b = 42 - 84.92 = -42.92$ m.c.e

Le temps de retour de l'onde de déformation est régi par la formule suivante :

$t_r = \frac{2 \times L}{C}$ **(VI.10)**

$t_r =$: le temps de retour de l'onde de déformation (s).

L : longueur de la conduite gravitaire (m).

AN :

$t_r = (2 * 7000)/669.1704 = 20.92$ s

On remarque que l'onde prend un temps plus au moins rapide pour faire le trajet de l'aval vers l'amont et de revenir à sa position initiale.

Nous calculons la durée minimale de fermeture du robinet vanne pour amortir l'effet du coup de bélier.

$t > t_r$

$t > 20.92$ s

- **Les données de base du C10 :**

Les caractéristiques de conduite gravitaire (C10) reliant le réservoir KHEDARA au réservoir intermédiaire du volume 100 m^3 sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau (VI.30) : Les différentes caractéristique de la conduite C10

Conduite	Type de matériau	D (mm)	S (m^2)	V_0 (m/s)	L (m)	H_g (m)
C10	PEHD	200	0.0314	0.719	6200	31

- **Calcul de la célérité d'onde :**

Les résultats obtenus pour le calcul de la célérité d'onde C, sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau (VI.31) : Calcul de la célérité de la conduite C10

N° C	K (Pa) (*10^9)	P (Kg/m^3)	A (m)	v_m	v_s	E_s (Pa) (*10^8)	E_m (Pa) (*109)	e_m (m)	C (m/s)
C10	2.07	1000	0.0818	0.46	0.33	2	3	0.0182	669.7081

Suivant le même principe précèdent on trouve les résultats de calcul du b, H_s, H_g et t_r comme suit :

b = 49.08 m

Les dépressions et les surpressions sous moyens de protection peuvent atteindre les valeurs maximales suivantes :

- Phase de surpression : $H_s = H_g + b = 31 + 49.08 = 80.08$ m.c.e
- Phase de dépression : $H_d = H_g - b = 31 - 1.02 = -18.08$ m.c.e

t_r =18.52 s

Donc nous calculons la durée minimale de fermeture du robinet vanne pour amortir l'effet du coup de bélier.

$t > t_r$

$t > 18.52$ s

- **Les données de base du C11 :**

Les caractéristiques de conduite gravitaire (C11) reliant le réservoir intermédiaire du volume 100 m^3 au réservoir de OULED MOUMEN sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau (VI.32) : Les différentes caractéristiques de la conduite C11

Conduite	Type de matériau	D (mm)	S (m^2)	V(m/s)	L (m)	H_g (m)
C11	PEHD	160	0.0201	1.124	4300	100

- **Calcul de la célérité d'onde :**

Les résultats obtenus pour le calcul de la célérité d'onde C, sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau (VI.33) : Calcul de la célérité de la conduite C11

N° C	K (Pa) (*10^9)	P (Kg/m^3)	A (m)	ν_m	ν_s	E_s (Pa) (*10^8)	E_m (Pa) (*109)	e_m (m)	C (m/s)
C11	2.07	1000	0.0654	0.46	0.33	2	3	0.00146	670.3592

Suivant le même principe précèdent on trouve les résultats de calcul du b, H_s, H_g et t_r comme suit :

b = 76.81 m

Les dépressions et les surpressions sous moyens de protection peuvent atteindre les valeurs maximales suivantes :

- Phase de surpression : $H_s = H_g + b = 100 + 76.81 = 176.81$ m.c.e
- Phase de dépression : $H_d = H_g - b = 100 - 76.81 = 23.19$ m.c.e

t_r =12.83 s

Donc nous calculons la durée minimale de fermeture du robinet vanne pour amortir l'effet du coup de bélier.

$t > t_r$

$t > 12.83$ s

- ✓ Donc la protection des conduites gravitaire contre le phénomène du coup de bélier est vérifiée pour une durée minimale de fermeture du robinet vanne de 30s.

Conclusion :

Pour notre projet nous avons opté dans le cas d'une adduction en refoulement pour l'installation de réservoir d'air comme un moyen de protection contre le phénomène de coup de bélier et ce juste devant les forages M11, M1bis, M12, Ms1bis et Ms1 aussi à la sortie des stations de pompage SP1 et SP2. Par contre dans le cas d'une adduction gravitaire la protection des conduites se fait par la loi de manœuvre pour une durée minimale de fermeture du robinet vanne de 30s.

Chapitre VII :

Management de Projet

Introduction :

Le principal objectif de ce chapitre est de contribuer à l'organisation des travaux en identifiant les choix des équipements et la séquence des tâches qui impactent à la fois le coût et le délai d'exécution du projet. Le management de projet joue un rôle crucial dans cette démarche et se caractérise par les étapes suivantes :

VII.1. Définition de l'organisation des travaux :

L'organisation des travaux ou l'organisation de chantier peut être définie comme le processus de planification, de coordination et de gestion des activités nécessaires à la réalisation d'un projet de construction ou de travaux. Elle englobe la mise en place des ressources humaines, matérielles et financières, ainsi que l'élaboration d'un calendrier d'exécution des tâches et la gestion des différentes phases du chantier. L'organisation de chantier vise à assurer une exécution efficace, sécurisée et conforme aux exigences du projet, tout en optimisant les délais et les coûts. Elle comprend également la gestion des flux de travail, la coordination des intervenants et la mise en œuvre des mesures de sécurité et de prévention des risques. (https://www.cours-gratuit.com/organisation-plannification/comment-russir-lorganisation-des-chantiers-et-coordination-de-travaux-de-chantier-btp).

VII.2. Travaux de l'adduction :

VII.2.1. Implantation du tracé des tranchées :

L'axe de la tranchée est matérialisé sur le terrain avec des jalons qui sont disposés en ligne droite à intervalles de cinquante mètres (50m). Ce processus implique la mesure des distances entre ces jalons sur le plan à l'aide de repères fixés ou de bornes. De cette manière, la direction des axes et leurs points d'extrémité sont clairement définis.

VII.2.2. Nivellement de la plate-forme de pose :

Le nivellement est la technique permettant de mesurer les variations d'altitude entre deux points ou plus, généralement situés sur une pente uniforme. Son objectif est de décrire le relief d'une zone en déterminant l'altitude de plusieurs points de référence. Toutes les côtes sont définies par rapport à un niveau de base appelé plan de comparaison. Lorsque le terrain présente des obstacles, on réalise le nivellement par cheminement en effectuant des calculs pour déterminer l'altitude de chaque point.

VII.2.3. Excavation des tranchées :

Cette opération divisée en deux étapes :

- Enlèvement de la couche végétale : tout d'abord il faut toujours commencer par l'opération de décapage des terres végétales sur des faibles profondeurs. Pour la réalisation de cette opération, nous optons pour un bulldozer ou un angledozer. Le volume de la couche à décaper est donné par la formule suivant :

$$V_s = L \times B \times e \quad \textbf{(VII.1)}$$

Avec :

V_s : volume du lit de sable en (m^3) ;

L : longueur totale des tranchées en (m) ;

B : largeur de la tranchée (m) ;

e : épaisseur du lit de sable en (m). Avec e = [10 ÷ 30 cm] on prend e = 0.2m

- Selon les caractéristiques du terrain l'excavation sera réalisée mécaniquement, la profondeur minimale de la tranchée à excaver est de 1.2m pour :
  - Garder la fraîcheur de l'eau pendant les grandes chaleurs.
  - Ne pas gêner le travail de la terre (exploitation).
  - Protéger la canalisation contre le gel.

Alors l'excavation nécessite la détermination de plusieurs paramètres tels que :

- ✓ La profondeur de la tranchée (H) ;
- ✓ La largeur de la tranchée (B).

- **La profondeur de la tranchée :** la profondeur de la tranchée doit être suffisant elle dépend du diamètre de la conduite et elle varie de 0.60 m à 1.20 m pour assurer la protection de la conduite contre les variations de la température et le risque d'écrasement sous l'effet des charges et des surcharges.

La profondeur de la tranchée est donnée par la formule suivante :

$$H = D + H_1 + H_2 \quad \textbf{(VII.2)}$$

Avec :

H : la profondeur de la tranchée (m) ;

D : diamètre de la conduite (m) ;

H_1 : profondeur du lit de pose prise égale à 0.2 m ;

H_2 : épaisseur du remblai au-dessus de la génératrice de la conduite. (80 à 120 cm), on prend H_2 = 1.2 m

- **Largeur de la tranchée :** La largeur de la tranchée doit permettre une pose correcte, facilite la tâche et aussi permettre le compactage du remblai, elle sera calculée en fonction du diamètre de la conduite en laissant 30cm d'espace de chaque côté de la conduite

  La largeur de la tranchée est donnée par la formule suivante :

$$B = D + (2\times 0.3) \qquad \textbf{(VII.3)}$$

Avec :

D : diamètre de la conduite (m) ;

- **Section de la tranchée :** Les sections des trachées sont de forme trapézoïdale dont l'aire est :

$$\boldsymbol{S_t = B \times H} \qquad \textbf{(VII.4)}$$

S_t : Section de la conduite (m^2) ;

- **Volume des déblais :**

  Il est donné par la relation suivante :

$$\boldsymbol{V_d = (B \times H) \times L} \qquad \textbf{(VII.5)}$$

  Avec :

  V_d : volume des déblais entre deux coupes consécutives (m^3) ;

  L : distance entre deux coupes consécutives (m) ;

- **Le coefficient de foisonnement (C_f) :**

  Le coefficient de foisonnement permet d'évaluer le volume apparent foisonné (V_f) d'un terrain déplacé en fonction du volume du déblai (V_d), Égale à 1,42 (*source : d'après le Polycopié du cour*).

$$\boldsymbol{V_f = C_f \times V_d} \qquad \textbf{(VII.6)}$$

Avec :

V_f : Volume du sol foisonné (m^3) ;

C_f : Coefficient de foisonnement dépend de la nature du sol ;

- **Volume excédentaire :**

  Il est donné par la relation suivante :

$$V_{ex} = V_f - V_r \quad \textbf{(VII.7)}$$

Avec :

V_{ex} : volume du sol excédentaire (m^3) ;

V_r : volume remblais (m^3) ;

- **Remblaiement des tranchées :**

Il est donné par la relation suivante :

$$V_r = C_c * V_f - V_s - V_c \quad \textbf{(VII.8)}$$

Avec :

V_r : volume du remblai (m^3).

C_c : Le coefficient de compactage, Égale à 0,9.

V_c : volume occupé par la conduite (m^3). Tell que :

$$V_c = S_c * L \quad \textbf{(VII.9)}$$

Avec :

S_c : section de la conduite (m^2) ; donné par la relation suivante :

$$S_c = \frac{\pi \times D^2}{4} \quad \textbf{(VII.10)}$$

VII.2.4. Pose de canalisation :

VII2.4.1 Le Principe de pose des canalisations :

- La descente des tuyaux doit être manipulée avec soin, ils seront posés lentement soit manuellement soit mécaniquement à l'aide d'un pose tube dans le fond de la fouille.
- Chaque élément posé dans la tranchée doit être présenté dans l'axe de l'élément précédemment posé, et au cours de la pose, il faut vérifier régulièrement l'alignement des tuyaux.
- Les débris liés à la pose doivent être retirés de l'intérieur du tuyau avant ou juste après la réalisation d'un emboîtement. Ceci peut être effectué en faisant passer un goupillon le long du tuyau ou à la main, selon le diamètre.
- A chaque arrêt de travail un bouchon temporaire doit être solidement appliquésurl'extrémitéouvertedelacanalisationpouréviterl'introduction des corps étrangers.

VII2.4.2 Type de pose de canalisation :

Le choix du type de pose des conduites s'effectue en fonction de la topographie du notre terrain et les différents types rencontrés :

- Pose en terre ;
- Pose en mauvais terrains ;
- Pose en galerie ;
- Pose en pentes ;
- Pose des conduites en traversées des routes et voies ferrées ;
- Pose à proximité d'une conduite d'assainissement ;
- Passage de ponts ;
- Traversée de rivière.

- **Pose de canalisations dans un terrain ordinaire :** La canalisation est posée en tranchée ayant une largeur minimale de 60 cm. La profondeur de la tranchée doit permettre de recevoir le lit de pose, la conduite et l'épaisseur du remblai (80 cm au minimum).

  Le fond de la tranchée est recouvert d'un lit de sable d'une épaisseur de 15 à 20 cm convenablement nivelé. Avant mise en fouille, on procède au tri des conduites de façon à écarter celles qui ont subi des chocs, fissurations, etc… après cela, on pratique la descente en lit soit manuellement soit mécaniquement.

Dans le cas d'un soudage de joints, cette tache doit être faite de préférence en fond de tranchée en calant la canalisation soit avec des butées de terre ou bien des tronçons de madrier en bois disposés dans le sens de la largeur de la tranchée.

La tranchée est ensuite remblayée, jusqu'à 0,30 m au-dessus de la conduite, par couches successives arrosées et bien tassées avec de la terre purgée de pierre. Le remblaiement est achevé avec du tout-venant.

- ✓ C'est le cas de notre projet

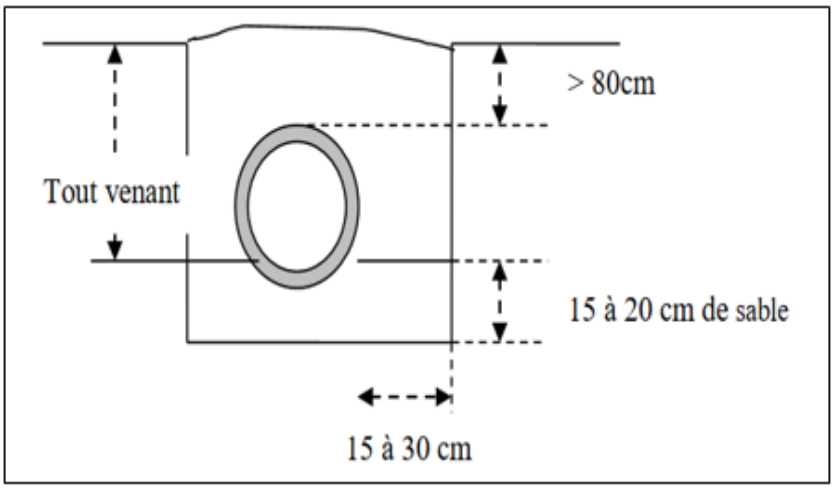


Figure VII.1 : Schéma représentatif d'une pose de canalisation dans un terrain ordinaire

Source : SALAH B. « Alimentation en eau potable des agglomération », ENSH. Septembre 2014

- ❖ **Traversée de rivière :** En fonction de la traversée et de l'importance de l'adduction, la pose de conduites à travers un oued demande certains travaux confortatifs. Deux cas peuvent se présenter :
  - ✓ **Premiers cas :** l'existence d'une route servira également à supporter la conduite d'adduction.
  - ✓ **Deuxième cas :** si le pont route n'existe pas, la canalisation pourra suivre le lit de la rivière, elle sera posée sur des ouvrages spéciaux.

- **Epreuve de joint et de canalisation :** Pour plus de sécurité l'essai de pression des conduites et des joints se fait avant le remblaiement on l'effectué à l'aide d'une pompe d'essai qui consiste au remplissage en eau de la conduite sous une pression de 1,5 fois la pression de service à laquelle sera soumise la conduite en cours de fonctionnement.
  Cette épreuve doit durer 30 minutes environ où la variation ne doit pas excéder 0,2 bars.

Source : SALAH B. « Alimentation en eau potable des agglomération », ENSH. Septembre 2014

VII.3. Les accessoires du système d'adduction :

Le long d'une canalisation divers accessoires sont installés pour :

- Assurer un bon écoulement ;
- Régulariser les pressions et mesurer les débits ;
- Protéger les canalisations ;

VII.3.1 Les vannes :

Ce sont des appareils de sectionnement utilisés au niveau de la conduite d'adduction à fin d'isoler les tronçons de la conduite en cas d'avarie. L'obturation est obtenue pour une rotation de 90° de la partie tronconique. On distingue les robinets vannes à opercule les robinets vannes papillon.

- **Les robinets vannes à opercule :** ce sont des appareils de sectionnement qui doivent être complètement ouverts ou fermés. Leur encombrement est considérable comparé à celui des vannes papillon.
  De surcroît, à partir d'un certain diamètre, il convient d'installer des by-pass pour équilibrer les pressions qui s'exercent des deux côtés de l'opercule quand on veut les manœuvrer à partir de la position fermée.



Figure VII.2 : Robinets vanne à opercule

- **Les robinets vannes papillons :** Les vannes papillon peuvent aussi bien servir pour le sectionnement que pour le réglage des débits. Ils sont d'un encombrement réduit, légers, le couple de manœuvre est faible. Elle occasionne une faible perte de charge.



Figure VII.3 : Robinets vanne papillon

Dans notre cas, on prévoit l'installation :

- ✓ Des robinets vannes à opercule à la sortie de chaque pompe, sur chaque conduite d'arrivées et de vidange des réservoirs, sur la conduite d'aspiration de chaque pompe et au maximum chaque 400m de la conduite gravitaire et de refoulement.
- ✓ Des robinets vannes papillon sur chaque conduite de départ du réservoir.

VII.3.2 Les ventouses :

Elles sont installées aux points hauts du réseau d'adduction, les ventouses ont trois fonctions :

- De chasser en permanence l'air contenu dans les conduites ;
- Chasser l'air à grands débits au cours des opérations de remplissage des conduites ;
- De laisser pénétrer l'air à grand débit lors de vidange involontaire de la conduite afin d'éviter la mise en dépression ;

Il existe trois (03) principaux types de ventouses : ventouse simple fonction, ventouse à double fonctions et ventouse à triple fonctions.



Figure VII.4 : ventouse simple fonction

Dans notre projet, on opte pour les ventouses à triple fonctions.

VII.3.3 Les clapets anti retour :

Leur rôle est de diriger l'écoulement dans un seul sens. Leur emploi est général dans les stations de pompage où ils sont souvent disposés à la sortie même des pompes, entre celles-ci et les robinets de sectionnement. On en trouve également sur les canalisations de distribution.

Il existe aussi des clapets qui font office de limiteur de débit, ou qui permettent d'assurer un débit minimum.

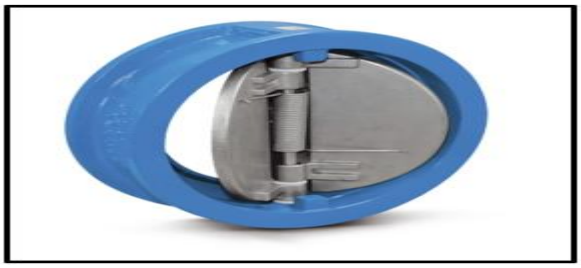


Figure VII.5 : Clapet anti retour

VII.3.4 Vannes de décharge :

C'est un robinet placé au point bas de la canalisation pour en permettre la vidange, l'évacuation s'effectue à l'égout le plus voisin ou si le point bas se trouve hors de la ville, dans le fossé le plus proche. Ce robinet sera placé à l'intérieur d'un regard en maçonnerie et doit être facilement accessible. Les poteaux d'incendie sont plus nombreux et rapprochés lorsque les débits d'incendie sont plus élevés, la distance qui sépare les poteaux d'incendie situés le long des rues ne doit pas dépasser 200m.

Pour les protéger contre le gel, on doit garder les poteaux d'incendie vides de toute eau. Pour ce faire on place à leurs pieds des pierres dans lesquelles on les draine après les avoir utilisés.

Remarque :

- ✓ Les accessoires de sécurité sont placés dans la conduite à savoir robinets de sectionnement, robinets de vidange et ventouses.

VII.3.5 Bouches et poteaux d'incendie :

Leur diamètre est normalisé à 80, 100 ou 150 mm. Ils doivent être alimentés par des conduites de même diamètre qui doivent assurer un débit minimal de 17 L/s sous 1 bar ; la disposition du réseau (réserve d'incendie) doit permettre aux pompiers de disposer de 120 m^3.



Figure VII.6 : Poteau d'incendie

Dans notre cas, on prévoit l'installation de deux poteaux d'incendie au niveau de chaque station de pompage.

VII.3.6 Les régulateurs de pression :

Le régulateur de pression réduit la pression à l'aval de l'appareil, quel que soit les variations du débit et la pression amonts. Il est cependant conseillé, afin d'obtenir des conditions de service raisonnables et éviter une détérioration prématurée des appareils (Cavitation) ou des phénomènes de bruits désagréables.

VII.3.7 Mesure de débit et de pression :

- ❖ **Mesure de débit :**

Les appareils les plus utilisés au niveau des installations hydrauliques sont :

- Le diaphragme.
- La venturi.
- La tuyère.
  - ❖ **Mesure de la pression :** les appareils les plus utilisés sont :
- Manomètres à aiguilles.
- Manomètres à soufflet.

Dans notre cas, où l'installations est en charge, on prévoit un manomètre à l'entrée et un autre à la sortie de chaque pompe.

VII.3.8 Joints de raccordement :

Les longueurs de tuyaux sont assemblées par des joints non verrouillés, verrouillés ou à brides. Les joints verrouillés permettent une auto butée des canalisations, évitant des massifs en béton lourds, encombrants et longs à réaliser.

Les joints modernes sont verrouillés grâce à des bagues de joint en élastomère comportant des inserts métalliques. De même, le joint proprement dit, qui se place entre les brides, est actuellement en élastomère garni d'inserts métalliques pour éviter le fluage à la compression lors du serrage. (M.Carlier, 1972)

VII.3.9 Joints de démontage :

Appareil conçus pour faciliter le démontage et le montage da la robinetterie et pièces spéciales de tuyauterie adjacente.

VII.3.10 Organes de raccordement : permettent

- Une déviation d'une partie d'écoulement.
- Une introduction dans la conduite d'un débit supplémentaire.
- Changement de diamètre de la conduite.
- Changement de direction de la conduite.

- ❖ **Les Cônes** : ont utilisés pour relier les conduites de diamètres différents, les accessoires aux conduites. On les rencontre également à l'entrée et à la sortie des pompes. On distingue :

- Des cônes à deux emboitements.
- Des cônes à emboitement et bride.

- ❖ **Les croix de jonction** : utilisées pour croiser des canalisations de sens perpendiculaire. Les deux manchons des croix peuvent avoir des diamètres différents. Elles peuvent être à brides complètement ou à manchons et à brides. On les rencontre au niveau du réseau maillé et ramifié.

  Il existe aussi les croix de jonction et d'incendie ont le même rôle, en plus elles reçoivent les bouches ou les poteaux d'incendie.

- ❖ **Les coudes :** Les coudes sont des accessoires utilisés lorsque la conduite change de direction. On y distingue des coudes à deux emboitements ou bien à un emboitement et bout lisse. Les deux types de coudes se présentent avec un angle alfa :

  $^1/_4$ (90°), $^1/_8$ (45°), $^1/_{16}$ (22°30), …

- ❖ **Les tés** : de la même façon que les croix, les tés se présentent soit à trois emboîtements, soit à deux emboitements et brides. Ils sont utilisés dans le but de soutirer un débit d'une canalisation ou d'ajouter un débit complémentaire. Ils sont rencontrés également au niveau des réseaux maillés, ramifiés et des canalisations d'adduction en cas de piquage.

VII.4. Travaux concernant les stations de pompage :

Les tâches constituant les travaux à faire pour la construction de la station de pompage sont :

- ❖ **Décapage :** Les travaux de décapage consistent à débarrasser l'assiette de la station de pompage de la couche végétale (abatage des arbres …etc.). L'épaisseur de la couche à éliminer est de 10cm.
- ❖ **Exécution des fouilles :** L'exécution des fouilles est une opération de terrassement qui consiste à creuser les fondations du bâtiment. (On a 14 fouilles pour chaque station de pompage).

Les fouilles à exécuter ont les dimensions suivantes :

$$l \times L \times h \qquad \textbf{(VII.11)}$$

Avec :

l : largeur de la fouille (m);

L : longueur de la fouille (m) ;

h : profondeur de la fouille (m) ;

Soit : $1.5 \times 1.5 \times 1.5$

- **Coulage du béton de propreté :** On procède à cette opération pour que les semelles des fondations reposent sur un socle propre et stable. Cette opération consiste à couler 10cm de gros béton au fond des fouilles. Une épaisseur de 10 cm dans chaque fouille
- **Remblayage :** Le remblayage des fouilles et des casiers, consiste à combler les vides par un remblai constitué des terres de déblai compacté.
- **Coulage du béton :** Cette opération consiste à couler le béton des différentes pièces, ce béton est dosé à 350kg/m3. Le béton est confectionné par une petite centrale à béton. Pour le coulage des poteaux, Les demis- poteaux et les semelles nécessitent une bétonnière à tambour.
- **Maçonnerie :** Elle consiste pour le bâtiment au cloisonnement des différentes pièces, et pour les fondations à la mise en place de cloison sous les longrines.

VII.5. Equipements et méthodes de construction :

L'organisation des travaux et le choix des équipements et des méthodes de terrassement s'appuient sur certains principes importants :

- Le coût unitaire des travaux de terrassement doit être le plus bas possible ;
- Le temps requis pour l'exécution du terrassement doit se conformer à celui qui a été programmé et planifié ;
- Les matériaux de remblai doivent être transportés le plus près possible de leur position finale ;
- Les méthodes de terrassement retenues doivent être respectueuses de la réglementation (environnement, signalisation, horaire établi) en vigueur ;

VII.6. Les engins de terrassement utilisés :

Les engins que nous allons utiliser sont :

- La pelle hydraulique.
- Le Bulldozer ou Bouteur.
- La chargeuse.
- Le compacteur.

VII.6.1. La pelle hydraulique :

La pelle est un engin de terrassement qui conviennent à tous les terrains, dit qu'elle est l'engins universel de terrassement car elle peut porter divers équipements qui en font un engin de travail à plusieurs fins :

- Godet normal pour travail en butée.
- Godet rétro pour travail en fouille et en tranché.
- Godet niveleur pour travail de décapage ou de nivelage.
- Benne preneuse pour terrassement en fouille ou déchargement de matériaux (sable, pierres...).
- Dragline pour travail en fouille.

VII.6.2. Le Bulldozer ou Bouteur :

Le bulldozer est un engin d'excavation et de refoulement qui se compose d'un tracteur sur chenilles ou sur pneus, elle permet les travaux suivants :

- Le transport jusqu'à 50 m, le défrichage, déboisement, dessouchage ;
- Le refoulement de terre, de roches désagrégées ;
- L'exécution d'un profil ;
- La construction de remblai sur plaine et creusement de fossé ;
- L'excavation en ligne droite, d'étalement en couches et de compactage superficiel, de remblayage ;
- Le remorquage de force ;

VII.6.3. La chargeuse :

C'est un engin qui est sur pneus ou sur chenilles. Les chargeuses à chenilles sont utilisées sur des terrains ou les conditions du sol sont très mauvaises. Les chargeuses sur pneus sont employées de plus en plus à cause de leur grande mobilité (rapidité de manœuvre, plus grande facilité de déplacement). Elle se compose d'un tracteur équipé d'un godet ou benne relevable au moyen de deux bras latéraux articulés.

Elle est utilisée pour :

- Le chargement de tous matériaux ;
- L'excavation en plat de matériaux meubles ou désagrégés ;
- L'excavation en butte de matériaux tendres ;
- L'épandage et le nivellement de matériaux routiers ;

VII.6.4. Le compacteur :

C'est un engin peu encombrant, composé de deux petits cylindres d'environ 30 cm de diamètre muni d'un guidon. Cet engin sert au compactage des remblais des surfaces étroites telles que les fouilles des semelles, les casiers entre ceintures inférieures du bâtiment et les tranchées. Le compactage peut se faire par vibration ou par roulage.

Application numérique :

VII.7. Détermination du volume des travaux de l'adduction :

En appliquant les formules **(VII.1), (VII.2), (VII.3), (VII.4), (VII.5), (VII.6)**, **(VII.7), (VII.8)** et **(VII.9)** on trouve les résultats suivants :

Tableau (VII.1) : Détermination des différents volumes des travaux de l'adduction

Conduite	D (mm)	L (m)	H (m)	B (m)	S_t (m^2)	V_d (m^3)	V_f (m^3)	Vs (m^3)	Vc (m^3)	V_r (m^3)	V_{ex} (m^3)
C1	200	1270	1,6	0,8	1,28	1625,6	2308,35	203,2	39,878	1858,747	449,6054
C2	200	1140	1,6	0,8	1,28	1459,2	2072,06	182,4	35,796	1668,481	403,5828
C3	160	430	1,56	0,76	1,1856	509,808	723,927	65,36	8,64128	584,9335	138,9939
C4	160	222	1,56	0,76	1,1856	263,203	373,749	33,744	4,46131	301,9889	71,75964
C5	250	600	1,65	0,85	1,4025	841,5	1194,93	102	29,4375	957,1433	237,7868
C6	250	1200	1,65	0,85	1,4025	1683	2389,86	204	58,875	1914,287	475,5735
C7	160	1200	1,56	0,76	1,1856	1422,72	2020,26	182,4	24,1152	1632,372	387,8899
C8	250	5206	1,65	0,85	1,4025	7301,42	10368	885,02	255,419	8304,813	2063,196
C9	315	7000	1,715	0,915	1,56923	10984,6	15598,1	1281	545,241	12394,67	3203,427
C10	200	6200	1,6	0,8	1,28	7936	11269,1	992	194,68	9074,196	2194,924
C11	160	4300	1,56	0,76	1,1856	5098,08	7239,27	653,6	86,4128	5849,335	1389,939
Total	-	-	-	-	-	39125,1	55557,6	4784,7	1283	44541	11016.7

VII.8. Volume des travaux de la station de pompage :

❖ **Application numérique :**

Poteaux : b x b =40 x 40.

Poutres : b x b = 40 x 40.

- **Remblai :**

Ce volume correspond à un volume d'un remblai bien compacté.

- **Fouille :**

V0 = 1.5* 1.5 * 1.5 = 3,375m^3, est le volume d'une fouille.

V1 = 1.5 * 1.5 * 0.1 = 0,225m^3, est le volume occupé par le béton de propreté. (Une épaisseur de 10 cm dans chaque fouille).

V2 = 0.4 * 0.4 * 1 = 0,16m^3 est le volume occupé par le demi – poteau.

V2 = 0.4 * 1.5 * 1.5 = 0,9 m^3, est le volume occupé par la semelle.

Le volume de remblai pour chaque fouille est :

V = V0-(V1+V2+V3) = 3,375 - (0,225+0,9+0,16) = 2,09m^3

Donc pour 14 semelles V = 2,09×14 = 29,26m^3

- **Remblai compacte de la dalle inférieure :**

SP1 : V_{rc} = 0.9 * 15 * 4 = 54 m^3

SP2 : V_{rc} = 0.9 * 16 * 4 = 57.6 m^3

- **Remblai compacte total :**

SP1 : V_t = 29.26 + 54 = 83.26 m^3

SP2 : V_t = 29.26 +57.6 = 86.86 m^3

Tableau (VII.2) : Différents volumes des stations de pompages SP1 et SP2

Volume (m^3)	Décapage	Excavation	Béton de propreté	Béton armé						
				Semelle	Demi-poteau	Poutre inférieure	Chape inférieure	Poteau	Poutre supérieure	Chape supérieure
SP1	25.6	47.25	3.15	12.6	2.24	8.38	4.2	0.88	8.38	4.2
SP2	27.2	47.25	3.15	12.6	2.24	8.7	4.48	0.88	8.7	4.48

- **Maçonnerie :**
  - **Maçonnerie mur :**

On utilise le type de briques ;

Briques (30x20x10) S = 0,06 m²

Surface du mur :

SP1: S = 2×5,5× (15+4) = 209 m²

SP2: S = 2×5,5× (16+4) = 220 m²

Nombre des briques :

SP1 : Nb1 = 209/0,06 = 3484 briques ;

SP2 : Nb2 = 220/0.06 = 3667 briques ;

- **Maçonnerie du niveau du demi-poteau a la poutre inférieure :**

S=0,9×2× (15+4) = 34.2 m² pour SP1 et S = 0,9×2× (16+4) = 36 m^2 pour SP2

Nombre des briques :

SP1 : Nb_1 = 34.2/0,06 = 570 briques ;

SP2 : Nb_2 = 36/0.06 = 600 briques ;

Nombre de brique qu'il faut commander est : Nb1 + Nb2 + Nb_1+ Nb_2 +100 = 8421briques

Tableau (VII.3) : les travaux des stations de pompage SP1 et SP2.

N°	Désignation de travaux ou matériel	Unité	Quantité
1	Décapage	m^3	52.8
2	Excavation	m^3	94.5
3	Remblai compacté	m^3	17.12
4	Béton de propreté	m^3	6.3
5	Béton armé	m^3	82.96
6	Maçonneries	Briques	8421

VII.8. Evaluation du projet :

Il s'agit d'une évaluation visant à calculer les quantités de toutes les opérations réalisées sur terrain pour mener à bien le projet. Ensuite, ces quantités sont multipliées par leur prix unitaire correspondant afin d'obtenir le coût total du projet.

VII.8.1. Devis quantitatif et estimatif du projet :

Tableau (VII.4) : devis quantitatif et estimatif de l'adduction

	Désignation	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
Terrassement	Décapage	m^3	39125,1	400	15650040
	Pose de lit du sable	m^3	4784,7	1100	5263170
	Remblaiement	m^3	44541	400	17816400
	Évacuation des déblais excédentaires	m^3	11016.7	250	2754175
Fourniture transport et pose des conduites	200 (PEHD)	ml	1270	3560.45	4521772
	200 (PEHD)	ml	1140	3560.45	4058913
	160 (PEHD)	ml	430	2845,23	1223449
	160 (PEHD)	ml	222	2845,23	631641,1
	250 (PEHD)	ml	600	5032.06	3019236
	250 (PEHD)	ml	1200	5032.06	6038472
	160 (PEHD)	ml	1200	2845,23	3414276
	250 (fonte)	ml	5206	7834.62	40787032
	315 (PEHD)	ml	7000	5990.45	41933150
	200 (PEHD)	ml	6200	3560.45	22074790
	160 (PEHD)	ml	4300	2845,23	12234489
				Somme	181421004.2
				TVA 19%	34469990.8
				Coût total (DA)	215890995

Tableau (VII.5) : devis quantitatif et estimatif des stations des pompages

	Désignation	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
Terrassement	Décapage	m^3	52.8	400	21120,00
	Excavation	m^3	94.5	1100	103950,00
	Remblai compacté	m^3	17.12	400	6848,00
	Béton de propreté	m^3	6.3	7500	47250,00
	Béton armé	m^3	82.96	40000	3318400,00
	Maçonneries	Briques	8421	20	168420,00
Stations des pompages	Génie civile	ml	/	/	5000000,00
	Equipements	ml	/	/	35416435,00
	Les frais annuels d'énergie	ml	/	/	4379628
				Somme	48462051,00
				TVA 19%	9207789,69
				Coût total (DA)	57669840,69

VII.9. Planification des travaux :

Un projet comporte un nombre de tâches plus ou moins grand à réaliser dans les délais impartis et selon un agencement bien déterminé :

L'objectif de la planification est de s'assurer que tout le travail sera fait :

- Dans un ordre correct (bonne succession des opérations du réseau) ;
- Sans retard ;
- Aussi économique que possible ;

Les travails suivants seront ordonnés selon la méthode du réseau C.P.M (critical path method – méthode du chemin critique). L'objectif de cette méthode est de réduire les temps de réalisation d'un ouvrage en tenant compte de trois phases :

1ère phase : l'effectif nécessaire pour effectue le travail considéré.

2ème phase : analyser systématiquement le réseau, heure par heure, joue par jour, selon l'unité de temps retenue.

3ème phase : adapter le réseau aux condition ou contraintes fixées par l'entreprise.

VII.9.1. Définitions des tâches et leurs durées :

Les tâches de réalisation de l'adduction et leurs durées sont mentionnées dans le tableau suivant :

Tableau (VII.6) : Liste des taches et leurs temps d'exécution.

Notation	Opération	T_R (jours)
A	Préparation de l'espace du travail	03
B	Décapage de la couche supérieure le long de la conduite	35
C	Décapage de la couche de végétation pour les stations de pompage	20
D	Exécution des tranchées	250
E	Exécution des fouilles pour les regards	20
F	La mise en place des canalisations en tranché	170
G	Construction des regards en béton armé	30
H	Construction des stations de pompage	280
I	Remblaiement des tranchées	40
J	Faire des vérifications et des finitions du projet	06

VII.9.2. Planification par la méthode du réseau (la méthode CPM) :

Les opérations qui précèdent et qui succèdent les tâches sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau (VII.7) : Tâches qui précèdent et qui succèdent chaque opération sur chantier.

N°	Opération	Précède	Succède	T_R (jours)
1	A	-	B, C	03
2	B	A	D, E	35
3	C	A	H	20
4	D	B	F	250
5	E	B	G	20
6	F	D	I	170
7	G	E	I	30
8	H	C	J	280
9	I	F, G	J	40
10	J	H, I	-	60

- **Le calcul du réseau :**

Pour le calcul du réseau à nœuds le calcul se fait à l'aide de la grille.

La grille est comme suit :

DCP	TR
DFP	DCPP
DFPP	MT

Avec :

TR : Temps de réalisation. C'est le remps nécessaire à l'opération pour qu'elle soit réalisé.

DCP : Date de commence au plus tôt. C'est la date ou l'activité peut être commencée.

DCPP : Date de commence au plus tard. C'est la date ou la tache doit être commencée.

DFP : Date de finition au plus tôt. C'est la date ou l'opération peut être achevée.

DFPP : Date de finition au plus tard. C'est la date ou l'opération doit être achevée

MT : Marge total. C'est l'intervalle du temps compris entre au plus tôt et au plus tard.

- **Chemin critique :**

C'est le chemin le plus long dans un réseau il donne la durée totale du projet (DTR), on reconnait par les taches critiques. En effet le chemin critique reliantles opérations possédant la marge totale nulle (MT = 0).

Après avoir pris en considération tous les éléments cités, le réseau à nœuds est représenté sur la figure suivante :

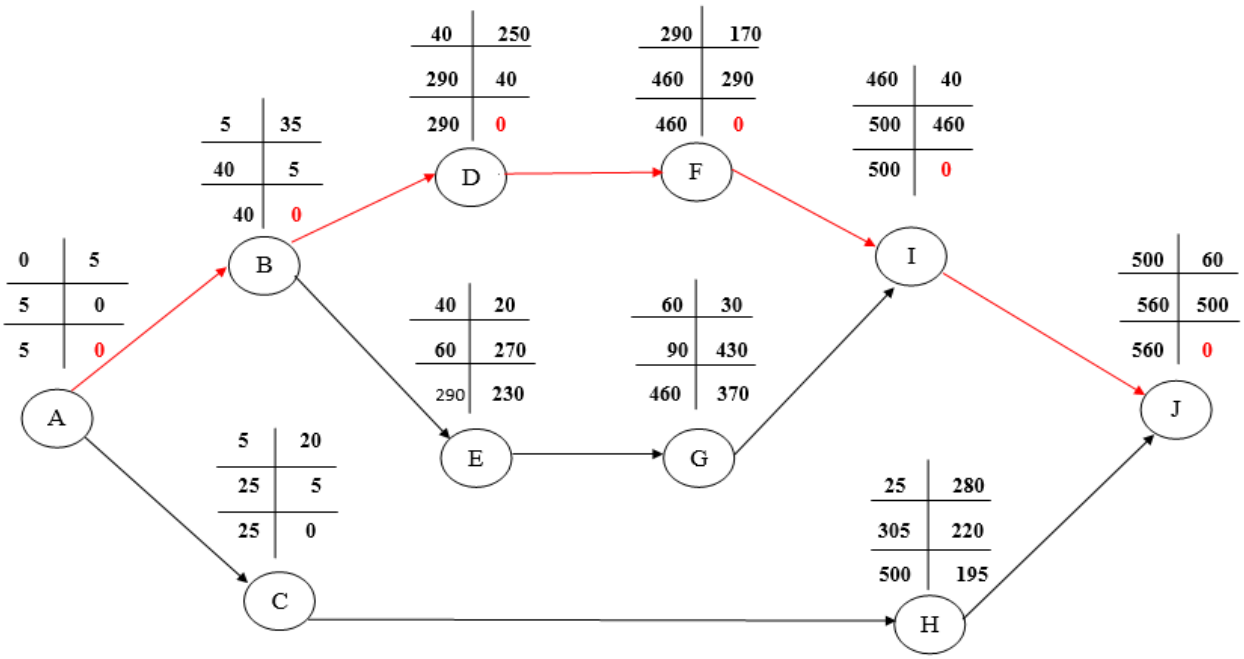


Figure VII.7: Réseaux à nœuds (méthode CPM).

Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons commencé par établir un devis quantitatif pour les conduites de transfert, les stations de pompage, en déterminant également les équipements appropriés pour chaque tâche. Ensuite, nous avons élaboré un planning d'exécution des travaux et conclu qu'ils devraient être réalisés sur une période de 560 jours, soit environ 19 mois, avec un coût total de réalisation de 273560835,69 DA

Conclusion générale :

Ce mémoire de fin d'études a été dédié à l'étude du transfert des eaux pour l'alimentation en eau potable des communes de HADDADA, KHEDARA et OULED MOUMEN à partir du champ de captage de Bir Louhichi (Wilaya de Souk-Ahras). Le système d'alimentation en eau potable actuel n'arrive pas à satisfaire les besoins de la population à l'horizon d'étude de 30 ans.

Cette étude comporte :

- Un système d'adduction par refoulement et gravitaire.
- Deux stations de pompage projetées installées en charge la 1ère de Bir Louhichi (SP1) composée de deux (02) pompes fonctionnent en parallèle avec un pompe de secoure assure le refoulement de la bâche d'aspiration jusqu'au réservoir tampon existant du volume 2000 m^3, la 2ème de HADDADA (SP2) composée de trois (03) pompes fonctionnent en parallèle avec un pompe de secoure assure le refoulement de la bâche d'aspiration jusqu'au réservoir existant du KHEDARA du volume de 300 m^3.
- Projeter dix (10) conduites en PEHD PN16 et une seule en fonte ductile. Ces dernières sont protégées contre le phénomène transitoire, pour les conduites de refoulement on opte à un réservoir d'air dimensionné par la méthode de PEUCH et MENIER et la loi de manœuvre pour la protection des conduites gravitaires.
- Calculer les volumes des travaux et leurs coûts financiers. Nous estimons que le coût du présent projet est de 273 560 835,69 DA et qu'il sera réalisé en 560 jours, soit environ 19 mois.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES :

Ouvrages généraux

[01] **(A.DUPONT, 1979)** « Hydraulique urbain, Tome II Ouvrage de transport élévation et distribution des eau »

[02] **(A.Morel, 1994)** « Exercices de mécanique des fluides, tome II » édition Eyrolles, Paris.

[03] **(A.Toubal, 1992)** « Diapirisme, chronologie et minéralisation, problèmes posés dans les régions de Hammam N'Bails, Chabet Ballout et Dj Ouasta (Algérie Nord Orientale)

[04] **(M.Carlier, 1972)** « Hydraulique générale et appliquée » édition Eyrolles, Paris.

[05] **(Mohamed & SS Ahmed, 2011)** « Effect of Water Supply Pipe Networks Simplification on Water Quality »

[06] **(B. SALEH) «** Polycopie d'Alimentation en Eau Potable » ENSH. Septembre 2014

[07] **(W. MOKRANE) «** Polycopié système de pompage 1ère partie : les pompes hydraulique » ENSH. 2020/2021

[08] **(B. BENLAOUKLI) «** Polycopié organisation de chantier II » ENSH. Septembre 2020

[09] **(D. KAHLERRAS) «** Polycopié organisation de chantier ENSH »

[10] **www.univ-bejaia.dz http://www.univ-bejaia.dz/jspui/bitstream/123456789/13691/1/Combinaison.pdf**

[11] **PNE** « Plan National de l'Eau », 2010

Mémoires de fin d'étude

[01] **S. SEMMAR** « Renforcement de l'adduction reliant la station sp1(djebahia) aux villes de kadiria et lakhdaria (w. Bouira) » ENSH, Novembre 2020.

[02] **S. CHADADI** « Adduction d'eau katouti ced el djir vers la commune de beni ilmane – (W. M'SILA) » ENSH, Septembre 2014

[03] **M. BENMEBAREK** « Etude de renforcement de l'approvisionnement en eau potable de bordj el Kiffan (W. Alger) » ENSH, Octobre 2011.

[04] **Z. HEZLAOUI** « Etude de renforcement de l'alimentation en eau potable de la commune d'OUED ATHLANIA – Djbel Ouaguebe – (W. MILA) » ENSH, Juin 2018

[05] **A. ZAIDA** « Etude d'adduction d'eau potable de la commune de bordj emir abdelkader – (W. Tissemsilt) » ENSH, Juin 2018

[06] **M. BOUROUGA** « Déminéralisation des eaux de forage de la région d'Ouled Abbès et son impact sur l'environnement (Souk Ahras, extrême Nord-Est Algérien) » UNIVRSITÉ BADJI MOKHTAR-ANNABA, 2015

ANNEXES

Annexe (I) : Répartition horaire des pourcentages du débit maximum journalier en fonction du nombre d'habitant

	Population				
Heures	< à 10000	10000 à 50000	50000 à 100000	> à 1000000	Agglomeration Rural
0-1	1	1.5	3	3.35	0.75
1-2	1	1.5	3.2	3.25	0.75
2-3	1	1.5	2.5	3.3	1
3-4	1	1.5	2.6	3.2	1
4-5	2	2.5	3.5	3.25	3
5-6	3	3.5	4.1	3.4	5.5
6-7	5	4.5	4.5	3.85	5.5
7-8	6.5	5.5	4.9	4.45	5.5
8-9	6.5	6.25	4.9	5.20	3.5
9-10	5.5	6.25	4.6	5.05	3.5
10-11	4.5	6.25	4.8	4.85	6
11-12	5.5	6.25	4.7	4.6	8.5
12-13	7	5	4.4	4.6	8.5
13-14	7	5	4.1	4.55	6
14-15	5.5	5.5	4.2	4.75	5
15-16	4.5	6	4.4	4.7	5
16-17	5	6	4.3	4.65	3.5
17-18	6.5	5.5	4.1	4.35	3.5
18-19	6.5	5	4.5	4.4	6
19-20	5	4.5	4.5	4.3	6
20-21	4.5	4	4.5	4.3	6
21-22	3	3	4.8	3.75	3
22-23	2	2	4.6	3.75	2
23-24	1	1,5	3.3	3.7	1
Total	100	100	100	100	100

(Source : ouvrage d'AEP D'ABRAMOV)