الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
وزارة التعليم العالي و البحث العلمي

NATIONAL HIGHER SCHOOL FOR HYDRAULICS
"The Mujahid Abdellah ARBAOUI"

المدرسة الوطنية العليا للري
"المجاهد عبد الله عرباوي"

ⵙⵅⵓⵍⵏⵓⵍ ⵙⵅⵉⵔⵉⵣ ⵏ ⵜⵓⵙⵙⵉⵔⵜ

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 SOUTERRAINES DE LA NAPPE CHOTT CHERGUI POUR LE RENFORCEMENT DE L'ALIMENTATION EN EAU POTABLE DE 7 CENTRES DE LA COMMUNE DE TIARET

Présenté par :
BOUDRIA Maroua Manel

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
SALAH Boualem	Professeur	Président
KAHLERRAS Malika	M.C.B	Examinateur
BENCHIHEB Nedjoua	M.C.B	Examinateur
KADI Latifa	M.A.A	Promoteur

Session Octobre 2023

Remerciements

Avant tout, nous exprimons notre gratitude envers Allah, qui a éclairé notre parcours, nous a dotés de force, de sagesse et de la volonté nécessaire pour accomplir cette humble tâche.

Nous tenons à exprimer notre profonde gratitude envers toutes les personnes qui ont contribué à la réalisation de ce mémoire. Le chemin parcouru pour atteindre ce point n'aurait pas été possible sans leur soutien, leur encouragement et leur expertise.

Nous voudrions également remercier, ma directrice de mémoire, Madame KADI LATIFA, pour sa patience, sa disponibilité et surtout ses judicieux conseils, qui ont contribué à alimenter notre réflexion, votre expertise a été une source inestimable d'inspiration.

Nous tenons à témoigner toute notre reconnaissance à Monsieur SALAH BOUALEM et Madame MOKRANE OUAHIBA pour leur aide et leurs conseils éclairés dans la réalisation de ce mémoire.

Nous remercions le président et les membres de jury d'avoir accepté d'examiner et d'évaluer notre travail.

Nous tenons à exprimer notre gratitude envers la famille pour leur amour inconditionnel et leur soutien indéfectible. Votre encouragement nous a donné la force de persévérer dans les moments difficiles.

Dédicace

Avec l'expression de ma reconnaissance, je dédie ce modeste travail à ceux qui, quels que soient les termes embrassés, je n'arriverais jamais à leur exprimer mon amour sincère.

A l'homme, mon précieux offre du Dieu, qui doit ma vie, ma réussite et tout mon respect mon cher père **Kada**.

A celle qui m'a arrosé de tendresse et d'espoirs, à la source d'amour incessible mon adorable mère **Khadidja**

A mes chères sœurs **Amina**, **Nawel** et ma jumelle **Wissam**, qui n'ont pas cessée de me conseiller, encourager et soutenir tout au long de mes études. Que Dieu les protège et leurs offre la chance et le bonheur.

A mon très cher oncle **Mourad**, mon beau-frère **Abdelmadjid**.

A mon adorable neveu **Amir** qui sait toujours comment procurer la joie et le bonheur pour toute la famille.

A mes copines, **Hadjer**, **Fatima** et **Imen**, votre influence et votre inspiration ont été la lumière qui a guidé ma recherche.

Et bien sûr à Mon promoteur Madame **KADI LATIFA**.

ملخص

نظرًا لأن المراكز السبع, فرندة,عين كرمس,مدريسة, مادنة, رصفة,سيدي عبد الرحمن وتيارت، والتي تقع في ولاية تيارت، تعاني من نقص حاد في المياه وتعتمد بشكل حصري على المياه الجوفية المحلية التي لم تعد كافية لتلبية احتياجات السكان. قمنا بإجراء هذه الدراسة لتصميم نظام نقل المياه من موقع جمع المياه الشط الشرقي الواقع في عين سخونة لتعزيز إمدادات المياه الصالحة للشرب في المنطقة. في هذه الدراسة، قمنا بتحديد أبعاد الأنابيب، وحجوم الخزانات اللازمة، والمضخات المناسبة، بالإضافة إلى مراعاة مجموعة من التدابير الوقائية المتعلقة بحماية هذه المرافق خلال وبعد انتهاء المشروع.

الكلمات المفتاحية : المراكز السبع، موقع جمع، خزان، نقص المياه.

Résumé

Etant donné que les sept centres Frenda, Ain Kermes, Medrissa, Madna, Rosfa, Sidi Abderrahmane et Tiaret, situés dans la commune de Tiaret souffrent d'un manque d'eau important et dépendent exclusivement des eaux souterraines locales qui ne suffisent plus à assurer les besoins de la population, nous réalisons cette étude qui consiste à concevoir un système de transfert d'eau à partir du champ de captage CHOTT CHERGUI, situé à Ain Sekhouna afin de renforcer l'alimentation en eau potable de la région .Nous y définissons les dimensions des adductions , les volumes nécessaires des réservoirs, les pompes adéquates ainsi que la prise en compte de diverses mesures de précaution visant la protection de ces installations pendant et après l'achèvement du projet.

Mots clés : Sept centres, champ de captage, réservoir, manque d'eau

Abstract

Given that the seven centers Frenda, Ain Kermes, Medrissa, Madna, Rosfa, Sidi Abderrahmane and Tiaret, located in the municipality of Tiaret suffer from a significant lack of water and depend exclusively on local groundwater that is no longer sufficient to meet the needs of the population, we carry out this study which consists in designing a water transfer system from the CHOTT CHERGUI catchment field, located in Ain Sekhouna to strengthen the drinking water supply in the region. We define the dimensions of the adductions, the necessary volumes of the tanks, the appropriate pumps as well as the consideration of various precautionary measures to protect these facilities during and after the completion of the project.

Key words : the seven centers, catchment field, tank, lack of water

SOMMAIRE

Introduction Générale : 19

I- Chapitre I : PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE 20

I.1- Introduction : 21

I.1.1- Situation géographique de la wilaya de Tiaret 21

I.1.2- Géologie et sismicité de la région 21

I.1.3- Situation topographique : 23

I.1.4- Situation climatique 23

I.1.5- Situation hydrologique : 24

I.2- Présentation des communes concernées par l'étude : Frenda, Ain Kermes, Medrissa, Madna, Rosfa, Sidi Abderahmane 25

I.2.1- Situation géographique : 25

I.2.2- Situation topographique : 28

I.2.3- Géologie et sismicité de la région : 28

I.2.4- Situation climatologique : 29

I.2.5- Situation hydraulique actuelle 30

I.3- Conclusion 31

II- Chapitre II : ESTIMATION DES BESOINS EN EAU 32

II.1- Estimation de la population future 33

II.2- Estimation des besoins en eau 34

II.2.1- Catégories des besoins en eau potable 34

II.2.2- Choix de la dotation : 34

II.3- Estimation des besoins moyens journaliers 34

II.3.1- Besoins domestiques 34

II.3.2- Besoins des équipements de la localité de Frenda : 35

II.3.3- Ain Kermes : 37

II.3.4- Medrissa 40
II.3.5- Madna 42
II.3.6- Rosfa 43
II.3.7- Sidi Abderrahmane 45
II.3.8- Récapitulation des besoins en eau des sept villes : 47
II.4- Etude de la variation de la consommation 47
II.5- Variation de la consommation horaire : 49
II.5.1- Consommation maximale horaire : 49
II.5.2- Consommation minimale horaire : 50
II.6- Le bilan besoins ressources : 51
II.7- Conclusion : 52
III- Chapitre III : Etude de transfert 53
III.1- Introduction : 54
III.2- Types d'adduction 54
III.2.1- Adduction gravitaire : la source se situe à une cote supérieure à celle de l'ouvrage d'arrivée. L'écoulement peut y être en charge (le plus souvent), ou à surface libre (canaux à ciel ouvert ou aqueducs fermés). 54
III.2.2- Adduction par refoulement : la cote de la source est inférieure à celle de l'ouvrage d'arrivée. L'installation d'un système de pompage est donc nécessaire (écoulement en charge). 54
III.2.3- Adduction mixte : rencontrée lorsque la configuration du site nous impose l'installation d'un ouvrage intermédiaire recevant l'eau gravitairement (ou par refoulement), et que cette eau est par la suite refoulée (ou envoyée gravitairement) vers le réservoir de l'agglomération 54
III.3- Critères de choix du tracé : 54
III.4- Choix du matériau de la conduite : 55
III.5- Etude des variantes d'adduction : 56
III.5.1- Première variante : 56

III.5.2- Deuxième variante : 56
III.6- Calcul hydraulique 59
III.6.1- Méthode de calcul 59
III.7- Caractéristique de l'adduction 60
III.7.1- Hauteur manométrique totale : 60
III.7.2- Puissance de pompage 61
III.7.3- Energie consommée par le pompage : 61
III.7.4- Amortissement annuel 61
III.8- Dimensionnement des adductions 62
III.8.1- Calcul des longueurs équivalentes des différents tronçons : 62
III.8.2- Caractéristiques des différents points : 63
III.8.3- Calcul des diamètres avantageux des tronçons de l'adduction : 63
III.8.4- Récapitulatif des calculs des adductions gravitaires et par refoulement pour la première variante : 67
III.8.5- Récapitulatif des calculs des adductions gravitaires et par refoulement pour la deuxième variante : 68
III.9- Conclusion : 69
IV- Chapitre IV : Etude des réservoirs 70
IV.1- Introduction : 71
IV.2- Fonctions techniques des réservoirs : 71
IV.3- Classification des réservoirs : 72
IV.4- Emplacement des réservoirs : 72
IV.5- Calcul du volume du réservoir tampon : 72
IV.6- Dimensions des réservoirs de stockage : 73
IV.7- Dimensionnement de la bâche de reprise de la station (SP1) 75
IV.8- Les équipements des réservoirs : 76
IV.8.1- Conduite d'arrivée : 77

IV.8.2- Conduite de départ 77
IV.8.3- Conduite de trop plein : 77
IV.8.4- Conduite de vidange : 77
IV.8.5- Conduite by-pass : 77
IV.8.6- Matérialisation de la réserve d'incendie : 78
IV.9- Hygiène et sécurité : 79
IV.9.1- Prescriptions sanitaires 79
IV.9.2- Recommandations diverses : 80
IV.10- Conclusion : 81
V- Chapitre V : Etude de pompage 82
V.1- Introduction : 83
V.2- Définition de la pompe : 83
V.3- Choix du type de pompes : 83
V.4- Choix du nombre de pompes : 83
V.5- Couplage des pompes : 84
V.6- Etude des stations de pompage : 84
V.6.1- Station de pompage SP1 : 84
V.6.2- Station de pompage SP2 : 86
V.6.3- Station de pompage SP3 : 88
V.7- Point de fonctionnement : 90
V.7.1- Courbe caractéristique de la conduite : 90
V.8- Equipement hydraulique en amont et en aval de la pompe : 94
V.8.1- Les équipements en amont : aspiration 94
V.8.2- Les équipements en aval : refoulement 95
V.9- Choix du moteur électrique : 96
V.9.1- Critère de choix du moteur électrique : 96
V.9.2- Vitesse de rotation du moteur : 97

V.9.3- Puissance fournie par le moteur : 97
V.9.4- Caractéristique du moteur : 98
V.10- Conclusion 98
VI- Chapitre VI: Protection des conduites contre le coup de bélier 99
VI.1- Introduction : 100
VI.2- Généralités sur le coup de bélier : 100
VI.3- Protection de la conduite gravitaire contre le coup de bélier : 101
VI.4- Protection de la conduite de refoulement contre le coup de bélier : 103
VI.4.1- Calcul des réservoirs d'air : 104
VI.4.2- Dimensionnement des réservoirs d'air : 104
VI.5- Conclusion : 109
VII- Chapitre VII : Pose de canalisation et accessoires. 110
VII.1- Introduction : 111
VII.2- Pose de canalisation : 111
VII.2.1- Principe de la pose de canalisation : 111
VII.2.2- Les actions reçues par les conduites : 112
VII.2.3- Réalisation des fouilles : 113
VII.2.4- La mise en tranchée : 114
VII.2.5- Epreuve des joints et canalisation principale : 114
VII.2.6- Remblaiement des tranchées : 115
VII.2.7- Le compactage : 115
VII.2.8- Butée et amarrage : 115
VII.3- Accessoires et pièces spéciales : 115
VII.3.1- Vannes de sectionnement : 115
VII.3.2- Clapet anti retour : 117
VII.3.3- Ventouses : 118
VII.3.4- By-pass 119

VII.3.5- Crépines : 120
VII.3.6- Organes de mesure : 120
VII.3.7- Organes de raccordement : 121
VII.4- Conclusion : 122
VIII- Chapitre VIII : Organisation de chantier et sécurité de travail 123
VIII.1- Introduction : 124
VIII.2- Travaux relatif aux adductions : 124
VIII.3- Implantation du tracé des tranchées sur le terrain : 124
VIII.4- Calcul des volumes des travaux : 125
VIII.4.1- Calcul des volumes des travaux de l'adduction : 125
VIII.4.2- Calcul des volumes des travaux des bâches d'eau 130
VIII.4.3- Calcul des volumes des travaux des stations de pompages : 133
VIII.5- Planification des travaux : 139
VIII.5.1- Planification par la méthode du réseau (la méthode CPM) pour l'adduction : 139
VIII.5.2- Planification par la méthode du réseau (la méthode CPM) pour la réalisation des stations de pompages et les bâches d'eau 140
VIII.6- Devis quantitatif et estimatif : 141
VIII.7- Consignes générales en cas d'accident : 143
VIII.8- Consignes générales en cas d'incident : 143
VIII.9- Protection collectives et individuelles : 144
VIII.10- Conclusion : 145
Conclusion générale : 146
Bibliographie 147
Les Annexes 149
Annexe 01 : Prix et épaisseurs des conduites (Source Chiali 2020) 150
Annexe 02 : Variation des HMT en fonction du diamètre pour tronçon F3-4-5-SP1 150

Annexe 03 : Variation des dépenses annuelles d'exploitation en fonction du diamètre pour tronçon F3-4-5-SP1 150

Annexe 04 : Calcul des frais d'investissement pour tronçon F3-4-5-SP1 150

Annexe 05 : Bilan des couts (Exploitation-Investissement) pour tronçon F3-4-5-SP1 151

Annexe 06 : Variation des HMT en fonction du diamètre pour tronçon SP1-SP2..... 151

Annexe 07 : Variation des dépenses annuelles d'exploitation en fonction du diamètre pour tronçon SP1-SP2 151

Annexe 08 : Calcul des frais d'investissement pour tronçon SP1-SP2..... 151

Annexe 09 :Bilan des couts (Exploitation-Investissement) pour tronçon SP1-SP2..... 152

Annexe 10 :Variation des HMT en fonction du diamètre pour tronçon SP2-SP3..... 152

Annexe 11 : Variation des dépenses annuelles d'exploitation en fonction du diamètre pour tronçon SP2-SP3 152

Annexe 12 : Calcul des frais d'investissement pour tronçon SP2-SP3..... 152

Annexe 13 : Bilan des couts (Exploitation-Investissement) pour tronçon SP2-SP3..... 153

Annexe 14 :Variation des HMT en fonction du diamètre pour tronçon SP3-RT 153

Annexe 15 : Variation des dépenses annuelles d'exploitation en fonction du diamètre pour tronçon SP3-RT 153

Annexe 16 : Calcul des frais d'investissement pour tronçon SP3-RT 154

Annexe 17 : Bilan des couts (Exploitation-Investissement) pour tronçon SP3-RT 154

Annexe 18 : Calcul des volumes des réservoirs de Ain Kermes, Medrissa et Sidi Abderrahmane: 155

Annexe 19 :Calcul des volumes des réservoirs : Madna et Rosfa..... 156

Annexe 20 :Abaque de Vibert 157

Annexe 21 : Abaque Puech et Meunier..... 158

Annexe 22 :Abaque de Dubin et Guéneau 159

Annexe 23 : Capacité du godet en fonction du volume de terrassement 159

Annexe 24 : Tracé du système d'adduction sur google earth..... 160

Liste des tableaux

Tableau I-1La température mensuelle moyenne 2020 23
Tableau I-2: La précipitation moyenne mensuelle 2020 23
Tableau I-3: La température et la précipitation moyennes mensuelles des six centres 2020 ... 29
Tableau I-4: Situation hydraulique actuelle des communes 30
Tableau II-1: Répartition de la population pour différents horizons 33
Tableau II-2:Estimation de la consommation domestique des sept villes 35
Tableau II-3: Tableau des besoins scolaires pour la localité de Frenda 35
Tableau II-4:Tableau récapitulatif des besoins sanitaire pour la localité de Frenda 35
Tableau II-5:Tableau récapitulatif des besoins administratifs pour la localité de Frenda 36
Tableau II-6:Tableau récapitulatif des besoins socioculturels pour Frenda 36
Tableau II-7:Tableau récapitulatif des besoins commerciaux de Frenda 37
Tableau II-8:besoins en eau d'arrosage pour la localité de Frenda 37
Tableau II-9:Tableau récapitulatif des besoins scolaire pour la localité d'Ain Kermes 37
Tableau II-10:Tableau récapitulatif des besoins sanitaires pour la localité d'Ain Kermes 38
Tableau II-11:Tableau récapitulatif des besoins administratifs pour Ain Kermes 38
Tableau II-12:Tableau récapitulatif des besoins socioculturels pour Ain Kermes 39
Tableau II-13:Tableau récapitulatif des besoins commerciaux pour Ain Kermes 39
Tableau II-14: besoins en eau d'arrosage pour la localité d'Ain Kermes 39
Tableau II-15:Tableau récapitulatif des besoins scolaires pour Medrissa 40
Tableau II-16:Tableau récapitulatif des besoins sanitaires pour Medrissa 40
Le débit demandé par les différentes administrations est présenté dans le tableau qui suit
Tableau II-17:Tableau récapitulatif des besoins administratifs pour Medrissa 40
Tableau II-18:Tableau récapitulatif des besoins socioculturels pour Medrissa 41
Tableau II-19:Tableau récapitulatif des besoins commerciaux pour Medrissa 41
Tableau II-20:besoins en eau d'arrosage pour la localité de Medrissa 41
Tableau II-21:Tableau récapitulatif des besoins scolaires pour la localité de Madna 42
Tableau II-22:Tableau récapitulatif des besoins sanitaires pour la localité de Madna 42
Tableau II-23:Tableau récapitulatif des besoins administratifs pour la localité de Madna 42
Tableau II-24:Tableau récapitulatif des besoins socioculturels pour Madna 43
Tableau II-25:Tableau récapitulatif des besoins commerciaux pour Madna 43
Tableau II-26:besoins en eau d'arrosage pour la localité de Madna 43

Tableau II-27:Tableau récapitulatif des besoins scolaires pour la localité de Rosfa 43
Tableau II-28:Tableau récapitulatif des besoins sanitaires pour Rosfa..... 44
Tableau II-29:Tableau récapitulatif des besoins administratifs pour Rosfa 44
Tableau II-30:Tableau récapitulatif des besoins socioculturels pour Rosfa..... 44
Tableau II-31:Tableau récapitulatif des besoins commerciaux pour Rosfa 45
Tableau II-32: Besoins en eau d'arrosage pour la localité de Rosfa..... 45
Tableau II-33:Tableau récapitulatif des besoins scolaires pour Sidi Abderrahmane 45
Tableau II-34:Tableau récapitulatif des besoins sanitaires pour Sidi Abderh..... 45
Tableau II-35:Tableau récapitulatif des besoins administratifs pour Sidi Abderrahmane 46
Tableau II-36:Tableau récapitulatif des besoins socioculturels pour Sidi Abderrahmane 46
Tableau II-37:Tableau récapitulatif des besoins commerciaux pour Sidi Abderrahmane 46
Tableau II-38:besoins en eau d'arrosage pour la localité de Sidi Abderrahmane..... 47
Tableau II-39:Tableau récapitulatif des différentes consommations 47
Tableau II-40:Les consommations maximales et minimales journalières 49
Tableau II-41: Variation du βmax en fonction du nombre d'habitation 50
Tableau II-42:Variation du βmin en fonction du nombre d'habitation..... 50
Tableau II-43:Tableau récapitulatif des résultats des coefficients d'irrégularité..... 50
Tableau II-44:Les consommations maximales , minimales horaires pour l'ensemble des agglomérations en 2053 51
Tableau III-1:Les qualités principales de PEHD et Fonte..... 56
Tableau III-2: Coefficients K,m et β pour différents types de tuyau 59
Tableau III-3:Variation journalière des tarifs de l'énergie 62
Tableau III-4:Les longueurs des différents tronçons des adductions..... 62
Tableau III-5:Les altitudes des différents points de l'adduction 63
Tableau III-6:: Frais d'investissement des conduites gravitaires..... 64
Tableau III-7:Variation des HMT en fonction du diamètre 65
Tableau III-8:Variation des dépenses annuelles d'exploitation en fonction du diamètre..... 65
Tableau III-9:Variation des frais d'investissement en fonction du diamètre..... 66
Tableau III-10:Bilan des couts (Exploitation-Investissement)..... 66
Tableau III-11:Récapitulatif des calculs des adductions gravitaires pour la première variante 67

Tableau III-12:Récapitulatif des calculs des adductions par refoulement pour la première variante 67
Tableau III-13:Bilan des couts (Exploitation-Investissement) pour les adductions par refoulement de la première variante 68
Tableau III-14:Récapitulatif des calculs des adductions SP2-SP4 et SP4-SP3 pour la deuxième variante 68
Tableau III-15:Bilan des couts (Exploitation-Investissement) 68
Tableau IV-1:Détermination de la capacité du stockage nécessaire pour FRENDA 74
Tableau IV-2:Les besoins en stockage à l'horizon actuel et à long terme 75
Tableau IV-3:Récapitulatif des dimensions des bâches d'eau pour les trois stations 76
Tableau V-1:Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre SP1 84
Tableau V-2:Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre SP2 86
Tableau V-3:Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre SP3 88
Tableau V-4:Courbe caractéristique de la conduite de refoulement (SP1) 91
Tableau V-5:Courbe caractéristique de la conduite de refoulement (SP2) 92
Tableau V-6:Courbe caractéristique de la conduite de refoulement (SP3) 93
Tableau V-7:Coefficient de correction en fonction de la puissance 97
Tableau V-8:La puissance de moteur de chaque type de pompe 98
Tableau VI-1:La célérité d'onde et le temps de retour de l'onde de déformation et la valeur du coup de belier des différents tronçons d'adduction 102
Tableau VI-2:Les caractéristiques des différents tronçons de l'adduction de refoulement 105
Tableau VI-3:Calcul de célérité d'onde des différents tronçons de l'adduction de refoulement 105
Tableau VI-4:Calcul de volume des différents réservoirs d'air de l'adduction de refoulement I 105
Tableau VI-5:Méthode de calcul du profil en long général de la conduite 106
Tableau VI-6:Profil en long de la conduite SP1-SP2 107
Tableau VI-7:Profil en long de la conduite F1-2 SP1 107
Tableau VI-8:Profil en long de la conduite F3-4-5 SP1 107
Tableau VI-9:Profil en long de la conduite SP3-RT 108
Tableau VI-10:Profil en long de la conduite SP2-SP3 108
Tableau VI-11:Récapitulatif des calculs par la méthode Peutch et Meunier pour toutes les conduites 108

Tableau VI-12:Récapitulatif des calculs de surpression pour toutes les conduites..... 109
Tableau VIII-1: Calcul du volume des déblais..... 125
Tableau VIII-2:Calcul du volume du lit de sable..... 126
Tableau VIII-3:Calcul du volume de la conduite..... 127
Tableau VIII-4: Volumes des travaux de transfert..... 128
Tableau VIII-5:Récapitulation des volumes et des durées d'exécution des tranchées..... 129
Tableau VIII-6:Temps de réalisation des opérations de l'adduction. 129
Tableau VIII-7: Les volumes des travaux des trois baches d'eau..... 132
Tableau VIII-8: Temps de réalisation des opération des trois baches d'eau 132
Tableau VIII-9: Récapitulation des dimensions du batiment des stations de pompages 135
Tableau VIII-10: Volumes de décapage pour les trois stations de pompage..... 135
Tableau VIII-11: Les différents volumes des stations de pompage..... 138
Tableau VIII-12: Liste des taches pour la réalisation de l'adduction..... 140
Tableau VIII-13: Liste des taches pour la réalisation des SP et les baches d'eau 141
Tableau VIII-14: Devis quantitatif et estimatif..... 142

Liste des figures

Figure I-1-1: Carte de situation de la wilaya de Tiaret (Source: Google Maps2023) 21
Figure I-2: Classification sismique des wilayas d'Algérie(Source : Rpa99/versions 2003) 22
Figure I-3: Localisation géographique des communes de Tiaret concernées par l'étude(Source :ADE) 25
Figure I-4: Carte de situation de la commune de Frenda (Source: Google Maps2023)..... 26
Figure I-5: Carte de situation de la commune de Ain Kermes(Source: Google Maps2023) ... 26
Figure I-6:Carte de situation de la commune de Medrissa (Source:Google maps2023)..... 27
Figure I-7: Carte de situation de la commune de Madna(Source: Google maps2023) 27
Figure I-8: Carte de situation de la commune de Rosfa(Source:Google maps2023)..... 28
Figure I-9: Carte de situation de la commune de Sidi Abderahmane(Source: Google maps2023) 28
Figure III-1:Schéma représentatif de la première variante..... 57
Figure III-2:Schéma représentatif de la deuxième variante 58
Figure III-3: Bilan des frais d'exploitation et d'investissement..... 66
Figure IV-1:types de conduite d'arrivée(Source :Cours KADI.L) 77
Figure IV-2:Système à deux prises (Source : Cours SALAH.B)..... 78
Figure IV-3: système à siphon (Source : Cours SALAH.B)..... 79
Figure IV-4:Les équipements dans un réservoir (Source : https://fr.slideshare.net/romaJaman/les-rservoirs-et-chateaux-deau-les-coupole-1pdf) 81
Figure V-1:fiche technique des pompes de la station SP1 85
Figure V-2:Fiche technique des pompes de la station SP2 87
Figure V-3:Fiche technique des pompes de la station SP3 89
Figure V-4:Point de fonctionnement des pompes de SP1..... 92
Figure V-5:Point de fonctionnement des pompes de SP2..... 93
Figure V-6:Point de fonctionnement des pompes de SP3..... 94
Figure V-7:Equipement hydraulique en amont et en aval de la pompe 96
Figure VII-1:Profondeur de tranchée 113
Figure VII-2: Robinet vanne papillon(Source : https://www.bayard.fr/produits/nos-produits/produit/page/robinet-a-papillon-a-brides-a-double-excentration-opap-premium-plus-series-b2-10-a-b2-40.html)..... 116

Figure VII-3: Robinet vanne à opercule (Source :https://www.ramus-industrie.com/nos-produits/obturation/robinet-a-opercule-caoutchouc/)..... 117
Figure VII-4:Clapet à battant (Cours Kadi.L)..... 118
Figure VII-5:Ventouse à double orifice (Source : https://www.armas.com.tr/fr-FR/Product/Groups/Mnl4fpc1q8Ux6FEH3L4KZOnzVA1h8i6q1h8i6q/Adduction-Deau-Ventouse/Ventouse--double-orifice) 119
Figure VII-6:Ventouse simple (Source : https://www.tecofi.fr/categorie/securite-reseaux/ventouses/simple-effet/)..... 119
Figure VII-7:Les différents types de débitmètres (Source : https://sitelec.org/cours/dereumaux/mesurdebit.htm) 121
Figure VIII-1: Evolution du projet d'adduction par le réseau à flèches 140
Figure VIII-2: Evolution de la réalisation des SP et les baches d'eau par le réseau à flèche . 141

Liste des planches

Planche 01 : Tracé de la conduite de transfert

Planche 02 : Profil en long de la conduite

Planche 03 : Plan de la station de pompage

Planche 04 : Plan du réservoir

Introduction Générale :

Fournir aux populations de l'eau potable en quantité suffisante afin de répondre aux besoins domestiques et aux exigences sanitaires est un objectif permanent des ingénieurs.

Les sept centres de la commune de Tiaret : Frenda, Ain Kermes, Medrissa, Madna, Rosfa, Sidi Abderrahmane et Tiaret souffrent d'une insuffisante importante en matière d'alimentation en eau potable depuis quelques temps et pour la résolution de ce problème, nous avons prévu un transfert d'eau à partir de la nappe souterraine CHOTT CHERGUI pour l'approvisionnement en eau potable pour les sept centres.

L'augmentation des besoins en eau due à la croissance de la population des sept centres de la commune de Tiaret met en évidence le fait que les ressources actuellement utilisées ne seront bientôt plus adéquates.

C'est dans ce contexte là que s'inscrit l'objectif de notre projet de fin d'étude. En effet, nous cherchons à renforcer l'alimentation en eau de ces villes, et pour cela, il nous faut d'abord identifier une source d'eau fiable et en quantité suffisante, puis étudier la possibilité d'exploiter cette ressource. Enfin, nous envisageons de concevoir un système d'amenée pour connecter cette source d'eau au système d'approvisionnement en eau potable déjà existant aux sept centres.

Notre démarche commence par une évaluation de la zone d'étude. Cette approche nous permet de comprendre les conditions environnementales et les défis potentiels auxquels nous pourrions être confrontés.

Tant que les données de départ sont bien définies, notre intérêt se porte sur le régime de consommation de l'agglomération et aux ressources disponibles pour établir un bilan et déterminer un éventuel déficit, qui fait l'objet du deuxième chapitre.

Dans le troisième chapitre, nous menons une étude technico-économique pour concevoir un système d'adduction d'eau à partir des cinq forages situés dans la commune d'Ain Sekhouna.

Ce mémoire de fin d'étude inclut également le dimensionnement d'un réservoir tampon et une étude pour choisir les moyens de pompages appropriés.

Etant donné que les régimes transitoires sont fréquents dans les écoulements en charge, nous avons dédié un chapitre à l'étude de la protection de notre système contre le phénomène du coup de bélier. Et un autre chapitre dont l'intérêt est reposé sur les techniques de pose des conduites et les accessoires.

Et à la fin, notre travail s'achève par l'organisation des travaux du chantier, en tenant compte la sécurité lors de leur exécution dans les brefs délais et aussi dans des conditions optimales.

Ce mémoire de fin d'étude est composé de huit chapitres, tous d'une importance majeure.

I- Chapitre I : PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

I.1- Introduction :

Ce chapitre rassemble les différentes données permettant la description de la zone et faisant objet de notre projet sud-ouest de la wilaya de Tiaret.

Ce chapitre-là a pour objectif l'étude du site, connaitre toutes les caractéristiques de ceci et les facteurs qui influent sur la conception du projet de point de vue géographique, climatique, démographique et hydraulique.

I.1.1- Situation géographique de la wilaya de Tiaret

La wilaya de Tiaret se situe au Nord-Ouest de l'Algérie à une altitude comprise entre 900 m à 1.100 m, au cœur des hauts plateaux. Elle est limitée au Nord par la wilaya de Tissemsilt et Relizane, à l'Ouest par Mascara et Saida, à l'Est par Djelfa et au Sud par les wilayas d'El Bayadh et Laghouat. La surface totale de la wilaya est de 20 673 km2 pour une population de 846 823 habitants.



Figure I-1-1: Carte de situation de la wilaya de Tiaret (Source: Google Maps2023)

I.1.2- Géologie et sismicité de la région

I.1.2.1- Géologie

La wilaya de Tiaret se situe dans la région des Hauts Plateaux, qui est caractérisée par la présence de formations sédimentaires et volcaniques.

Les formations sédimentaires comprennent des dépôts de roches datant de différentes périodes géologiques, qui comprennent des couches de calcaire, de grès, de marne et d'argile.

Formation du sol : Le sol est généralement caractérisé par les types de sol suivant :

1. Sol argileux : dans certaines parties de la wilaya de Tiaret, on trouve des sols argileux de forte teneur en argile.
2. Sol sableux : généralement bien drainés.
3. Sol calcaire : présentant une texture variable, allant de sableuse à argileuse.
4. Sol rocheux : où la couche de sol est mince et se trouve directement sur la roche mère

I.1.2.2- Sismicité :

Le Nord de l'Algérie est associé à une activité sismique liée au mouvement des plaques Africaine et la plaque Eurasique qui sont en perpétuel mouvement de convergence, ce rapprochement se traduit par de nombreux séismes de magnitude M définie comme suit :

$M \leq 4$ faible

$4 \leq M \leq 6.5$ modérés

$M \leq 6.5$

Les mouvements compressifs Nord-Sud induisent des déformations principalement suivant les failles. D'après le C.G.S Le Centre National de Recherche Appliquée en Génie Parasismique (Rpa99/versions 2003), l'Algérie est divisée en 5 zones de sismicité.

Zone 0 : Sismicité nulle

Zone I : Sismicité faible

Zone IIa : Sismicité moyenne

Zone IIb : Sismicité moyenne

Zone III : Sismicité élevée.

La région de Tiaret est classée dans la zone de faible sismicité qui est la zone I

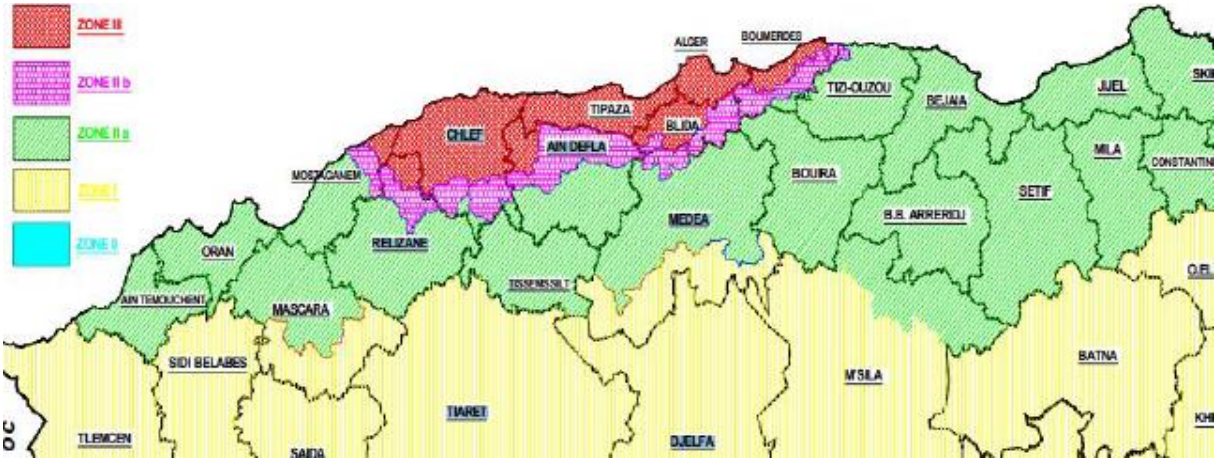


Figure I-2: Classification sismique des wilayas d'Algérie(Source : Rpa99/versions 2003)

I.1.3- Situation topographique :

La wilaya de Tiaret est située dans une région topographiquement variée, dont la ville se trouve sur les Hauts Plateaux, à une altitude moyenne d'environ 800 mètres au-dessus du niveau de la mer. La topographie de la région se caractérise par des collines, des plaines et des montagnes.

A l'ouest, on trouve les montagnes du Tell Atlas qui s'élèvent jusqu'à des altitudes plus élevées, ces montagnes offrent un paysage pittoresque et sont recouvertes de végétation dense, notamment de forêts de pins.

Au nord, la topographie est principalement constituée de collines douces et de plaines agricoles, ces zones sont à vocation agro-pastorale.

A l'est, la topographie devient plus accidentée, avec des collines plus prononcées et des reliefs plus marqués, cette zone est également caractérisée par des formations rocheuses.

Dans l'ensemble, la situation topographique de Tiaret offre un mélange de plaines fertiles, de collines et de montagnes, créant un paysage diversifié et attrayant.

I.1.4- Situation climatique

La région de Tiaret se caractérise par de rudes conditions climatiques marquées généralement par un climat semi-aride de type continental.

a. Température :

Les températures sont présentées dans le tableau suivant :

Tableau I-1La température mensuelle moyenne 2020

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
Température moyenne (C°)	7.3	8.9	10.6	12.9	17.1	22.6	26.5	26.9	22.9	17.4	8.2	5.8

(Source : ADE Tiaret2020)

b. **Pluviométrie** : la pluviométrie moyenne annuelle varie de 350 à 400mm/an.

Les précipitations mensuelles sont présentées dans le tableau suivant :

Tableau I-2: La précipitation moyenne mensuelle 2020

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
Précipitation en mm	51.8	54.4	50.8	40.6	32.2	17	7.6	8.9	11.8	48.9	51.3	56.2

(Source : ADE Tiaret2020)

c. **Le vent :** La vitesse du vent moyenne annuelle est comprise entre 3 et 4m/s, les vents sont ainsi violents en printemps et en automne, dont les directions prédominantes sont d'ordre Ouest et Nord-Ouest.

I.1.5- Situation hydrologique :

La wilaya de Tiaret est située à 1083 mètres d'altitude, prenant départ sur les pentes du massif (Djebel Ghezoul), puis elle s'étale vers le sud sur les collines pour s'étendre ensuite vers le plateau. Le territoire de la commune de Tiaret et ses environs se divisent en deux bassins versants :

• Bassin versant Ouest de Oued Mina (drainé par oued Tolba)

• Bassin versant Est de Nahr Ouassel (drainé par les affluents oueds Zaarroura, Boudana, et Medrissa) .

1-Les eaux superficielles : le réseau hydrographique est dense constitué par des cours d'eau présentant un écoulement très irrégulier suivant les saisons. De nombreux cours d'eau drainent le site de la ville de Tiaret vers deux oueds principaux : Nahr Ouassel à l'est sur lequel est érigé le barrage de Dahmouni et oued Mina à l'ouest sur lequel est implanté le barrage Benkhadda.

2-Les eaux souterraines : demeurent inconnues néanmoins la structure géologique ne permet pas la constitution des nappes aquifères. Les formations greneuses du miocène recèlent des petits niveaux aquifères alimentées exclusivement par les eaux de pluie.

I.2- Présentation des communes concernées par l'étude : Frenda, Ain Kermes, Medrissa, Madna, Rosfa, Sidi Abderahmane

La figure suivante montre les six communes concernées par notre étude :

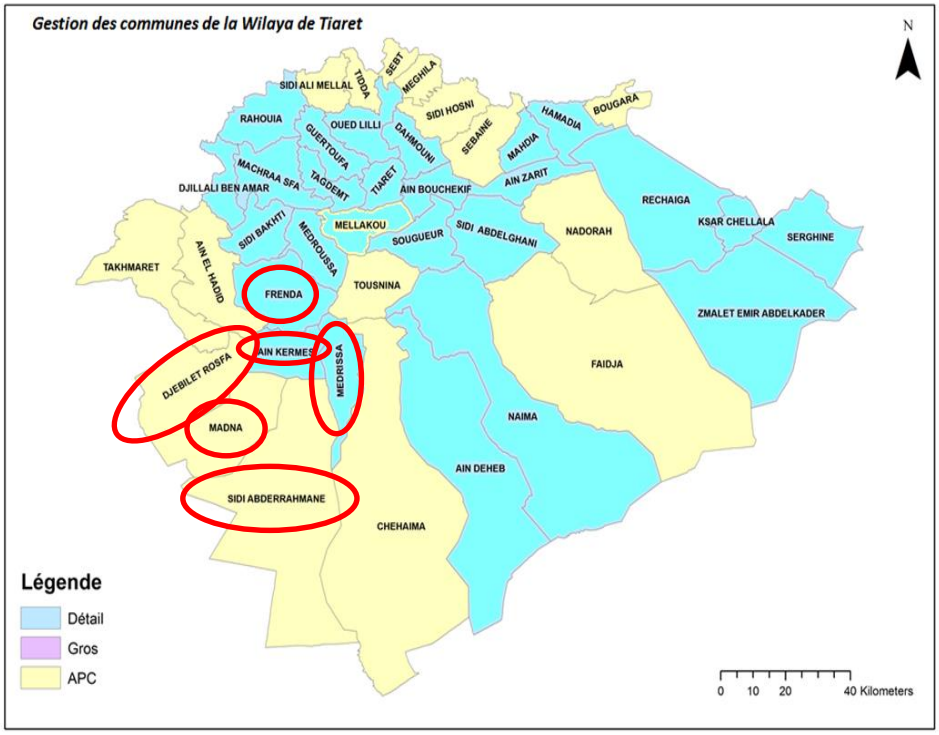


Figure I-3: Localisation géographique des communes de Tiaret concernées par l'étude(Source :ADE2022)

I.2.1- Situation géographique :

La commune de Frenda se situe à environ 50 kilomètres au sud-est de la ville de Tiaret, dans une vallée entourée de montagnes. La ville est traversée par l'Oued Mina .La surface totale de la commune est de 2800 km2 pour une population de 74 199 habitants.



Figure I-4: Carte de situation de la commune de Frenda (Source: Google Maps2023)

La commune d'Ain Kermes se situe à environ 40 kilomètres au nord-est de la ville de Tiaret La surface totale de la commune est de 237.83km2 pour une population de 26314 habitants.



Figure I-5: Carte de situation de la commune de Ain Kermes(Source: Google Maps2023)

La commune de Medrissa se situe à environ 30 kilomètres au sud-ouest de la ville de Tiaret, elle est traversée par l'Oued Medjerda. La surface totale de la commune est de 265 km2 pour une population de 20 151 habitants.



Figure I-6:Carte de situation de la commune de Medrissa (Source:Google maps2023)

La commune de Madna se situe à environ 67 kilomètres au sud-ouest de la ville de Tiaret, elle est traversée par l'Oued Medjerda. La surface totale de la commune est de 520 km2 pour une population de 3804 habitants.



Figure I-7: Carte de situation de la commune de Madna(Source: Google maps2023)

La commune de Rosfa se situe à environ 87 kilomètres au sud-ouest de la ville de Tiaret, elle est traversée par l'Oued Medjerda. La surface totale de la commune est de 471.13 km2 pour une population de 6281 habitants.



Figure I-8: Carte de situation de la commune de Rosfa(Source:Google maps2023)

La commune de Sidi Abderrahmane se situe à environ 76 kilomètres au sud-ouest de la ville de Tiaret, elle est traversée par l'Oued Medjerda. La surface totale de la commune est de 1680 km2 pour une population de 10 457 habitants.



Figure I-9: Carte de situation de la commune de Sidi Abderahmane(Source: Google maps2023)

I.2.2- Situation topographique :

Les communes Frenda, Ain Kermes, Medissa, Madna, Rosfa et Sidi Abderrahmane sont située à des altitudes entre 900m et 1120 m, dans une région topographiquement variée, caractérisée par une combinaison de plaines, de collines et de montagnes, faisant partie de la chaine montagneuse du Tell Atlas .

I.2.3- Géologie et sismicité de la région :

a. Géologie : La région ou se trouvent les six communes est principalement composée de roches sédimentaires qui sont formées au fil du temps par l'accumulation de sédiments tels que des argiles, des sables et des calcaires.
b. Sismicité : Les six centres sont classés dans la zone de faible sismicité.

I.2.4- Situation climatologique :

Les six communes se caractérisent par de rudes conditions climatiques marquées généralement par un climat semi-aride de type continental.

a. La température et pluviométrie : La pluviométrie moyenne annuelle varie de 350 à 400mm/an.

Les températures et précipitations mensuelles pour les six communes sont présentées dans le tableau suivant :

Tableau I-3: La température et la précipitation moyennes mensuelles des six centres 2020

	Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
Frenda	Température Moyenne(C°)	8.1	8.8	9.5	12.1	16.3	22	25.8	26.2	22.1	10.4	11.1	7.5
	Précipitation en mm	57.4	51.5	55.1	49.6	44	17.8	9.8	9.5	24.2	46.8	55.8	60.4
Ain Kermes	Température Moyenne(C°)	5.2	6.2	9.7	13	17.3	22.7	26.8	26.2	21.2	16.5	9.5	6.2
	Précipitation en mm	46	41	47	46	36	15	8	13	30	35	45	38
Medrissa	Température Moyenne(C°)	5.1	6.1	9.6	13	17.3	22.7	26.9	26.2	21.1	16.4	9.3	6.1
	Précipitation en mm	45	41	48	49	39	19	11	18	32	39	44	38
Madna	Température Moyenne(C°)	5.3	6.4	10	13.4	17.7	23.2	27.4	26.7	21.5	16.8	9.6	6.3
	Précipitation en mm	29	28	33	35	31	13	8	12	25	30	32	25
Rosfa	Température Moyenne(C°)	6.6	8.3	10.1	12.7	16.8	22.5	26.3	26.6	22.5	16.8	11.5	7.9
	Précipitation en mm	53.4	56.1	51.1	46.2	41.1	20.6	8.4	13.9	22	42.9	50.9	58.9
Sidi Abderrah-mane	Température Moyenne(C°)	5.9	8.5	9.1	11.5	17.8	22.8	27.3	25.6	24.8	16.9	12.5	6.9
	Précipitation en mm	50.4	56.1	51.1	48.2	42.5	19.5	8.1	12.2	25	41.9	53.9	60.9

(Source : ADE Tiaret2020)

b. Le vent : La vitesse du vent moyenne annuelle est comprise entre 3 et 4m/s.

I.2.5- Situation hydraulique actuelle

Les communes sont alimentées à partir des ressources présentées dans le tableau suivant, nous y indiquons également le volume des réservoirs se trouvant dans chaque commune.

Tableau I-4: Situation hydraulique actuelle des communes

Localité	Forage d'alimentation	Débit du forage (l/s)	Ouvrage de stockage (réservoir)
Frenda	Forage Oued Ferdja Forage Medrissa F1 F2 F3 Prise d'eau Oued Ferdja Ain Soltane Forage ANRH	7 10 15 20 10 14 14 30	5 ×1000m^3 1×2500m^3 2×500m^3
Ain Kermes	F1 centre F Touilet F2 Forage Ras el Ain Source Ras elAin+ Sidi Slimane	En veille	2 × 1000 m^3 1×250m^3
Medrissa	F1 - F4	En veille	2 × 1000 m^3 1×500m^3 1×250m^3
Madna	F1 Oued Khrouf	En veille	1×500m^3
Rosfa	F1 Rosfa F3	En veille	1 × 1000 m^3 1×500 m^3 1×250m^3
Sidi Abderrahmane	F1 - F2	En veille	2 × 500m^3 1×250 m^3

Nos communes sont dotées de réseaux de distribution de type combiné : de type combiné : maillé et ramifié se trouvant en bon état. Les conduites se caractérisent par des diamètres de différents et sont en PEHD, acier et fonte, alimentés par les réservoirs cités précédemment.

I.3- Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons établi et exposé les informations essentielles relatives à notre région, englobant des aspects tels que la géographie, la topographie, la climatologie, et l'hydrogéologie, ainsi que la situation hydraulique actuelle. Ces données constitueront une base fondamentale pour lancer notre étude de projet, qui porte sur l'alimentation en eau potable de sept communes importantes de la wilaya de Tiaret.

II- Chapitre II : ESTIMATION DES BESOINS EN EAU

Introduction :

Dans ce chapitre, nous procédons à l'analyse de l'évolution de notre agglomération dans le but de prévoir sa demande en eau d'ici à l'horizon 2053, cette démarche vise à établir la différence entre les besoins en eau et les ressources disponibles.

Il est nécessaire d'effectuer le calcul des besoins de chaque catégorie de consommateurs, d'en faire la somme et d'avoir en conséquence les différents débits qui seront également utiles au dimensionnement du système projeté, Notre but est de renforcer l'approvisionnement en eau de sept localités situées dans la wilaya de Tiaret .

II.1- Estimation de la population future

La formule de l'équation des intérêts composés est utilisée pour déterminer l'évolution de la population en Algérie.

$$P_n = P_0(1+\tau)^n \qquad (II\text{-}1)$$

Avec :

P_n : la population à l'horizon de calcul.

P_0 : Population à l'année de référence (2008).

τ : Taux d'accroissement de la population en %. (Source : DRE Tiaret).

n : Nombre d'années séparant l'année de recensement et l'horizon de calcul.

L'évolution du taux d'accroissement dépend principalement de :

-Mode de vie

-Planning familial

-Développement socioculturel

Dans notre étude, nous avons établi une estimation du nombre d'habitants des sept villes pour l'horizon 2053. Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau :

Tableau II-1: Répartition de la population pour différents horizons

Localité	**Frenda**	**Ain Kermes**	**Medrissa**	**Madna**	**Rosfa**	**Sidi Abder**	**Tiaret**
Population 2008 RGPH	54124	17531	15282	2933	4962	8349	201234
Taux d'accroissement	1.5	1.1	1.1	0.9	1.3	1.7	2
Population 2023	67668	20657	18007	3355	6023	10751	270834
Population 2053	105771	28681	25002	4390	8874	17827	490578

II.2- Estimation des besoins en eau

II.2.1- Catégories des besoins en eau potable

Dans notre cas, en termes de consommation d'eau , il est important d'analyser les différentes catégories de demande suivantes :

- **Consommation domestique :**

  C'est l'utilisation de l'eau pour boire, préparer les repas, laver la vaisselle, prendre des douches et différents besoins de propreté. On ajoute aussi éventuellement à ces besoins, la consommation en eau pour l'arrosage de jardins familiaux. Les besoins domestiques demandent une eau potable peu calcaire et peu magnésienne.

- **Consommation des établissements publics :**

  Le besoins public regroupent la demande en eau pour : les casernes, les administrations, les hôpitaux, les écoles primaires, moyennes, secondaires….

II.2.2- Choix de la dotation :

Le calcul de la demande en eau potable pour un usage domestique est étroitement lié à la croissance démographique et à l'allocation des ressources en eau. Le choix de cette allocation dépend de plusieurs facteurs, notamment :

- Selon la région.
- Le type de l'agglomération
- Les habitudes et le niveau de vie de la population.

Pour toutes les communes de Frenda, Ain Kermes, Medrissa, Madna, Rosfa, Sidi Abderrahmane et Tiaret : les besoins moyens domestique sont estimés à 150 l/j/hab pour l'horizon 2053.

II.3- Estimation des besoins moyens journaliers

II.3.1- Besoins domestiques

Le débit moyen journalier est donné par :

$$Q_{moyj} = \frac{\mathbf{1}}{\mathbf{1000}} \times dot \times \boldsymbol{N} \ (m^3/j) \qquad \text{(II-2)}$$

Avec :

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

dot : Dotation en (l/j/hab).

N: Nombre d'habitants

Tableau II-2:Estimation de la consommation domestique des sept villes

Localité	**Frenda**	**Ain Kermes**	**Medrissa**	**Madna**	**Rosfa**	**Sidi Abder**	**Tiaret**
Besoin domestique $Q_{moy\ j}$(m^3/j)	15865.65	4302.15	3750.3	658.5	1331.1	1252.35	73586.7

II.3.2- Besoins des équipements de la localité de Frenda :

II.3.2.1- Besoins scolaires :

Le tableau suivant résume les besoins scolaires de Frenda :

Tableau II-3: Tableau des besoins scolaires pour la localité de Frenda

Types d'équipements	Nombre d'équipement	Nombre d'élèves	Dotation (l/j/élève)	Débit (m^3/j)	Débit total (m^3/j)
Ecoles primaire	15	7500	10	75	177
CEM	6	6200	10	62	
Lycée	4	4000	10	40	

II.3.2.2- Besoins sanitaires :

Le tableau suivant montre les besoins sanitaires de Frenda :

Tableau II-4:Tableau récapitulatif des besoins sanitaire pour la localité de Frenda

Types d'équipements	Nombre d'équipements	Unité	Nombre d'unités	Dotation (l/j/unité)	Débit (m^3/j)	Débit total (m^3/j)
Hôpital	1	**Personnes**	190	100	19	22.6
Polyclinique	3	**Personnes**	120	20	3.6	

II.3.2.3- Besoins administratifs

Le débit demandé par les différentes administrations est présenté dans le tableau qui suit :

Tableau II-5:Tableau récapitulatif des besoins administratifs pour la localité de Frenda

Types d'équipements	Nombre d'équipements	Unité	Nombre d'unité	Dotation (l/j/unité)	Débit (m^3/j)	Débit total (m^3/j)
APC	1	Employé	100	20	2	28.45
Daira	1	Employé	70	20	1.4	
Centre police	2	Employé	150	50	7.5	
Gendarmerie	1	Employé	50	40	2	
Protection civil	1	Employé	40	40	1.6	
Banque	3	Employé	60	10	0.6	
OAIC	1	Employé	20	10	0.2	
Postes	3	Employé	45	10	0.45	
Algérie télécom	1	Employé	20	10	0.2	
CFPA	1	Employé	200	10	2	
Sub. hydraulique	1	Employé	20	10	0.2	
Sonelgaz	1	Employé	30	10	0.3	
Caserne	1	Employé	200	50	10	

II.3.2.4- Besoins socioculturels :

La demande en eau de la catégorie socioculturelle est montrée dans le tableau II.6

Tableau II-6:Tableau récapitulatif des besoins socioculturels pour Frenda

Types d'équipements	Nombre d'équipements	Unité	Nombre d'unité	Dotation (l/j/unité)	Débit (m^3/j)	Débit total (m^3/j)
Maison de jeune	1	Personne	100	10	1	289
Mosquées	9	Fidèle	7000	10	70	
Piscine	1	Vestiaire	100	80	8	
Salle de sport	2	Personne	300	30	9	
Bibliothèque	2	Personne	200	5	1	
Stade olympique	1	Vestiaire	20000	10	200	

II.3.2.5- Besoins commerciaux

Les besoins en eau des différents commerces sont calculés dans le tableau ci-dessous :

Tableau II-7:Tableau récapitulatif des besoins commerciaux de Frenda

Types d'équipements	Nombre d'équipements	Unité	Nombre d'unité	Dotation (l/j/unité)	Débit (m^3/j)	Débit total (m^3/j)
Station de carburant	3	m^2	3000	2.5	7.5	91.5
Abattoir	1	Têtes	100	70	7	
Locaux commerce	/	Personne	15000	5	75	
Lavage de voiture	/	Voiture	20	100	20	

II.3.2.6- Arrosage

Les surfaces à arroser ainsi que le débit correspondant sont résumés dans le tableau qui suit :

Tableau II-8:besoins en eau d'arrosage pour la localité de Frenda

Type	Unité	Nombre d'unité	Dotation (l/j/unité)	Débit (m^3/j)	Débit total (m^3/j)
Placette	m^2	500	5	2.5	52.5
Espace vert	m^2	5000	10	50	

II.3.3- Ain Kermes :

II.3.3.1- Besoins scolaires :

Le tableau suivant résume les besoins scolaires d'Ain Kermes :

Tableau II-9:Tableau récapitulatif des besoins scolaire pour la localité d'Ain Kermes

Types d'équipements	Nombre d'équipements	Nombre d'élèves	Dotation (l/j/élève)	Débit (m^3/j)	Débit total (m^3/j)
Ecoles primaire	4	1200	10	12	30.5
CEM	3	1000	10	10	
LYCEE	2	850	10	8.5	

II.3.3.2- Besoins sanitaires :

Le tableau suivant montre les besoins sanitaire d'Ain Kermes :

Tableau II-10:Tableau récapitulatif des besoins sanitaires pour la localité d'Ain Kermes

Types d'équipements	Nombre d'équipements	Unité	Nombre d'unité	Dotation (l/j/unité)	Débit (m^3/j)	Débit total (m^3/j)
Hôpital	1	Personne	150	100	15	16.2
Polyclinique	1	Personne	60	20	1.2	

II.3.3.3- Besoins administratifs :

Le débit demandé par les différentes administrations est présenté dans le tableau qui suit

Tableau II-11:Tableau récapitulatif des besoins administratifs pour Ain Kermes

Types d'équipements	Nombre d'équipements	Unité	Nombre d'unité	Dotation (l/j/unité)	Débit (m^3/j)	Débit total (m^3/j)
APC	1	Employé	40	20	0.8	3.7
Poste	1	Employé	30	10	0.3	
Centre police	1	Employé	40	10	0.4	
Gendarmerie	1	Employé	40	10	0.4	
Protection civile	1	Employé	30	40	1.2	
Banque	1	Employé	20	10	0.2	
OAIC	1	Employé	20	10	0.2	
PTT	1	Employé	20	10	0.2	

II.3.3.4- Besoins socioculturels :

La demande en eau de la catégorie socioculturelle est montrée dans le tableau II.12

Tableau II-12:Tableau récapitulatif des besoins socioculturels pour Ain Kermes

Types d'équipements	Nombre d'équipements	Unité	Nombre d'unité	Dotation (l/j/unité)	Débit (m^3/j)	Débit total (m^3/j)
CFPA	1	Personne	100	10	1	130
Mosquées	4	Personne	2000	10	20	
Piscine	1	Personne	50	80	4	
Salle de sport	1	Personne	150	30	4.5	
Bibliothèque	1	Personne	100	5	0.5	
Stade	1	m^2	10000	10	100	

II.3.3.5- Besoins commerciaux

Les besoins en eau des différents commerces sont calculés dans le tableau ci-dessous :

Tableau II-13:Tableau récapitulatif des besoins commerciaux pour Ain Kermes

Types d'équipements	Nombre d'équipements	Unité	Nombre d'unité	Dotation (l/j/unité)	Débit (m^3/j)	Débit total (m^3/j)
Station de carbure	2	m^2	1500	2.5	3.75	60.15
Abattoir	1	Têtes	70	70	4.9	
Locaux commerciaux	/	Personne	10000	5	50	
Lavage de voiture	/	Voiture	15	100	15	

II.3.3.6- Arrosage

Les surfaces à arroser ainsi que le débit correspondant sont résumés dans le tableau qui suit :

Tableau II-14: besoins en eau d'arrosage pour la localité d'Ain Kermes

Type	Unité	Nombre d'unité	Dotation (l/j/unité)	Débit (m^3/j)	Débit total(m^3/j)
Placette	m^2	400	5	2	22
Espace vert	m^2	2000	10	20	

II.3.4- Medrissa

II.3.4.1- Besoins scolaires

Le tableau suivant résume les besoins scolaires de Medrissa :

Tableau II-15:Tableau récapitulatif des besoins scolaires pour Medrissa

Types d'équipements	Nombre d'équipements	Nombre d'élèves	Dotation (l/j/élève)	Débit (m^3/j)	Débit total (m^3/j)
Ecoles primaire	4	900	10	9	23.5
CEM	4	850	10	8.5	
LYCEE	2	600	10	6	

II.3.4.2- Besoins sanitaires :

Le tableau suivant montre les besoins sanitaire de Medrissa :

Tableau II-16:Tableau récapitulatif des besoins sanitaires pour Medrissa

Types d'équipements	Nombre d'équipements	Unité	Nombre d'unité	Dotation (l/j/unité)	Débit (m^3/j)	Débit total (m^3/j)
Salle de soin	1	Personne	60	30	1.8	3.6
Polyclinique	1	Personne	60	30	1.8	

II.3.4.3- .Besoins administratifs

Le débit demandé par les différentes administrations est présenté dans le tableau qui suit

Tableau II-17:Tableau récapitulatif des besoins administratifs pour Medrissa

Types d'équipements	Nombre d'équipements	Unité	Nombre d'unité	Dotation (l/j/unité)	Débit (m^3/j)	Débit total (m^3/j)
APC	1	Employé	40	20	0.8	4.1
Poste	1	Employé	30	10	0.3	
Centre police	1	Employé	40	10	0.4	
Gendarmerie	1	Employé	40	10	0.4	
Protection civil	1	Employé	30	40	1.2	
Banque	1	Employé	20	10	0.2	
OAIC	1	Employé	20	10	0.2	
Ptt	1	Employé	20	10	0.2	
CAPCS	1	Employé	40	10	0.4	

II.3.4.4- Besoins socioculturels :

La demande en eau de la catégorie socioculturelle est montrée dans le tableau II.18

Tableau II-18:Tableau récapitulatif des besoins socioculturels pour Medrissa

Types d'équipements	Nombre d'équipements	Unité	Nombre d'unité	Dotation (l/j/unité)	Débit (m^3/j)	Débit total (m^3/j)
Centre de culture	1	Personne	100	10	1	119.8
Mosquées	3	Fidèle	1000	10	10	
Piscine	1	Personne	50	80	4	
Salle de sport	1	Personne	150	30	4.5	
Bibliothèque	1	Personne	100	5	0.5	
Stade	1	M^2	10000	10	100	
Maison de jeune	1	Personne	80	10	0.8	

II.3.4.5- Besoins commerciaux :

Les besoins en eau des différents commerces sont calculés dans le tableau ci-dessous :

Tableau II-19:Tableau récapitulatif des besoins commerciaux pour Medrissa

Types d'équipements	Nombre d'équipements	Unité	Nombre d'unité	Dotation (l/j/unité)	Débit (m^3/j)	Débit total (m^3/j)
Station de carbure	2	m^2	1500	2.5	3.75	45.15
Abattoir	1	Tète	70	70	4.9	
Locaux commerciaux	/	Personne	7000	5	35	
Lavage de voiture	/	Voiture	15	100	15	

II.3.4.6- Arrosage :

Les surfaces à arroser ainsi que le débit correspondant sont résumés dans le tableau qui suit :

Tableau II-20:besoins en eau d'arrosage pour la localité de Medrissa

Type	Unité	Nombre d'unité	Dotation(l/j/unité)	Débit (m^3/j)	Débit total (m^3/j)
Placette	m^2	1000	5	5	25
Espace vert	m^2	2000	10	20	

II.3.5- Madna

II.3.5.1- Besoins scolaires

Le tableau suivant résume les besoins scolaires de Madna :

Tableau II-21:Tableau récapitulatif des besoins scolaires pour la localité de Madna

Types d'équipements	Nombre d'équipements	Nbre d'élèves	Dotation (l/j/élève)	Débit (m^3/j)	Débit total (m^3/j)
Ecoles primaire	1	800	10	8	21.5
CEM	1	750	10	7.5	
LYCEE	1	600	10	6	

II.3.5.2- Besoins sanitaires

Le tableau suivant montre les besoins sanitaire de Madna :

Tableau II-22:Tableau récapitulatif des besoins sanitaires pour la localité de Madna

Types d'équipements	Nombre d'équipements	Unité	Nombre d'unité	Dotation (l/j/unité)	Débit (m^3/j)	Débit total(m^3/j)
Centre de santé	1	Personnes	45	30	1.35	1.35

II.3.5.3- Besoins administratifs

Le débit demandé par les différentes administrations est présenté dans le tableau qui suit

Tableau II-23:Tableau récapitulatif des besoins administratifs pour la localité de Madna

Types d'équipements	Nombre d'équipements	Unité	Nombre d'unité	Dotation (l/j/unité)	Débit (m^3/j)	Débit total (m^3/j)
APC	1	Employé	20	10	0.2	0.9
Ptt	1	Employé	20	10	0.2	
Centre police	1	Employé	30	10	0.3	
Gendarmerie	1	Employé	20	10	0.2	

II.3.5.4- Besoins socioculturels

La demande en eau de la catégorie socioculturelle est montrée dans le tableau II.24

Tableau II-24:Tableau récapitulatif des besoins socioculturels pour Madna

Types d'équipements	Nombre d'équipements	Unité	Nombre d'unité	Dotation (l/j/unité)	Débit (m^3/j)	Débit total (m^3/j)
Centre culturel	1	Personne	50	10	0.5	91
Mosquées	1	Fidèle	1000	10	10	
Salle de lecture	1	Personne	50	10	0.5	
Stade	1	m^2	8000	10	80	

II.3.5.5- Besoins commerciaux

Les besoins en eau des différents commerces sont calculés dans le tableau ci-dessous

Tableau II-25:Tableau récapitulatif des besoins commerciaux pour Madna

Types d'équipements	Nombre d'équipements	Unité	Nombre d'unité	Dotation (l/j/unité)	Débit (m^3/j)	Débit total (m^3/j)
Locaux commerciaux	/	m^2	6000	5	30	30

II.3.5.6- Arrosage

Les surfaces à arroser ainsi que le débit correspondant sont résumés dans le tableau qui suit :

Tableau II-26:besoins en eau d'arrosage pour la localité de Madna

Type	Unité	Nombre d'unité	Dotation (l/j/unité)	Débit (m^3/j)	Débit total (m^3/j)
Espace vert	m^2	800	10	8	8

II.3.6- Rosfa

II.3.6.1- Besoins scolaires

Le tableau suivant résume les besoins scolaires de Rosfa :

Tableau II-27:Tableau récapitulatif des besoins scolaires pour la localité de Rosfa

Types d'équipements	Nombre d'équipements	Nombre d'élèves	Dotation (l/j/élève)	Débit (m^3/j)	Débit total (m^3/j)
Ecoles primaire	2	1000	10	10	25.5
CEM	1	850	10	8.5	
LYCEE	1	700	10	7	

II.3.6.2- Besoins sanitaires

Le tableau suivant montre les besoins sanitaire de Rosfa :

Tableau II-28:Tableau récapitulatif des besoins sanitaires pour Rosfa

Types d'équipements	Nombre d'équipements	Unité	Nombre d'unité	Dotation (l/j/unité)	Débit (m^3/j)	Débit total (m^3/j)
Polyclinique	1	Personne	50	30	1.6	1.6

II.3.6.3- Besoins administratifs

Le débit demandé par les différentes administrations est présenté dans le tableau qui suit

Tableau II-29:Tableau récapitulatif des besoins administratifs pour Rosfa

Types d'équipements	Nombre d'équipements	Unité	Nombre d'unité	Dotation (l/j/unité)	Débit (m^3/j)	Débit total (m^3/j)
APC	1	Employé	20	10	0.2	0.9
Ptt	1	Employé	20	10	0.2	
Centre police	1	Employé	30	10	0.3	
Gendarmerie	1	Employé	20	10	0.2	

II.3.6.4- Besoins socioculturels

La demande en eau de la catégorie socioculturelle est montrée dans le tableau II.30

Tableau II-30:Tableau récapitulatif des besoins socioculturels pour Rosfa

Types d'équipements	Nombre d'équipements	Unité	Nombre d'unité	Dotation (l/j/unité)	Débit (m^3/j)	Débit total (m^3/j)
Maison de jeune	1	Personne	50	10	0.5	96
Mosquées	2	Fidèle	1500	10	15	
Bibliothèque	1	Personne	50	10	0.5	
Stade	1	m^2	8000	10	80	

II.3.6.5- Besoins commerciaux

Les besoins en eau des différents commerces sont calculés dans le tableau ci-dessous :

Tableau II-31:Tableau récapitulatif des besoins commerciaux pour Rosfa

Types d'équipements	Nombre d'équipements	Unité	Nombre d'unité	Dotation (l/j/unité)	Débit (m^3/j)	Débit total (m^3/j)
Locaux commerciaux	/	m^2	7500	5	37.5	37.5

II.3.6.6- Arrosage

Les surfaces à arroser ainsi que le débit correspondant sont résumés dans le tableau qui suit :

Tableau II-32: Besoins en eau d'arrosage pour la localité de Rosfa

Type	Unité	Nombre d'unité	Dotation (l/j/unité)	Débit (m^3/j)	Débit total (m^3/j)
Espace vert	m^2	1000	10	10	10

II.3.7- Sidi Abderrahmane

II.3.7.1- Besoins scolaires

Le tableau suivant résume les besoins scolaires de Sidi Abderrahmane :

Tableau II-33:Tableau récapitulatif des besoins scolaires pour Sidi Abderrahmane

Types d'équipements	Nombre d'équipements	Nombre d'élèves	Dotation (l/j/élève)	Débit (m^3/j)	Débit total (m^3/j)
Ecoles primaire	4	1500	10	15	38
CEM	1	1300	10	13	
LYCEE	1	1000	10	10	

II.3.7.2- Besoins sanitaires :

Le tableau suivant montre les besoins sanitaires de Sidi Abderrahmane :

Tableau II-34:Tableau récapitulatif des besoins sanitaires pour Sidi Abderh

Types d'équipements	Nombre d'équipements	Unité	Nombre d'unité	Dotation (l/j/unité)	Débit (m^3/j)	Débit total (m^3/j)
Polyclinique	1	Personne	60	30	1.8	1.8

II.3.7.3- Besoins administratifs

Le débit demandé par les différentes administrations est présenté dans le tableau qui suit

Tableau II-35:Tableau récapitulatif des besoins administratifs pour Sidi Abderrahmane

Types d'équipements	Nombre d'équipements	Unité	Nombre d'unité	Dotation (l/j/unité)	Débit (m^3/j)	Débit total (m^3/j)
APC	1	Employé	20	10	0.2	1.3
Ptt	1	Employé	20	10	0.2	
Centre police	1	Employé	30	10	0.3	
Gendarmerie	1	Employé	20	10	0.2	
CAPCS	1	Employé	40	10	0.4	

II.3.7.4- Besoins socioculturels

La demande en eau de la catégorie socioculturelle est montrée dans le tableau II.36 :

Tableau II-36:Tableau récapitulatif des besoins socioculturels pour Sidi Abderrahmane

Types d'équipements	Nombre d'équipements	Unité	Nombre d'unité	Dotation (l/j/unité)	Débit (m^3/j)	Débit total (m^3/j)
Maison de jeune	1	Personne	50	10	0.5	101
Mosquées	5	Fidèle	3000	10	30	
Bibliothèque	1	Personne	50	10	0.5	
Stade	1	m^2	7000	10	70	

II.3.7.5- Besoins commerciaux

Les besoins en eau des différents commerces sont calculés dans le tableau ci-dessous :

Tableau II-37:Tableau récapitulatif des besoins commerciaux pour Sidi Abderrahmane

Types d'équipements	Nombre d'équipements	Unité	Nombre d'unité	Dotation (l/j/unité)	Débit (m^3/j)	Débit total (m^3/j)
Locaux commerciaux	/	m^2	8500	5	42.5	42.5

II.3.7.6- Arrosage

Les surfaces à arroser ainsi que le débit correspondant sont résumés dans le tableau qui suit :

Tableau II-38:besoins en eau d'arrosage pour la localité de Sidi Abderrahmane

Type	Unité	Nombre d'unité	Dotation (l/j/unité)	Débit (m^3/j)	Débit total (m^3/j)
Espace vert	m^2	7000	10	70	70

II.3.8- Récapitulation des besoins en eau des sept villes :

Les besoins moyens totaux en eau des villes Frenda, Ain Kermes, Medrissa, Madna, Rosfa, Sidi Abderrahmane et Tiaret sont donnés par le tableau II-39 :

Tableau II-39:Tableau récapitulatif des différentes consommations

Localité	**Besoins domestiques**	**Besoins scolaires**	**Besoins sanitaires**	**Besoins administratifs**	**Besoins socioculturel**	**Besoins commerciaux**	**arrosage**	**Total (m^3/j)**	**Total (l/s)**
Frenda	15865.65	177	23.4	28.45	289	91.5	52.5	16527.5	191.29
Ain Kermes	4302.15	30.5	18.6	3.7	130	60.15	22	4567.1	52.86
Medrissa	3750.3	23.5	3.6	4.1	119.8	45.15	25	3971.45	45.12
Madna	658.5	21.5	1.35	0.9	91	30	8	811.25	9.38
Rosfa	1331.1	25.5	1.6	0.9	96	37.5	10	1495.1	17.30
Sidi Abreh	1252.35	38	1.8	1.3	101	42.5	70	1506.95	17.44
Tiaret	98115,6	/	/	/	/	/	/	117738.72	1362.71

II.4- Etude de la variation de la consommation

Avant tout projet d'alimentation en eau potable il est essentiel de comprendre le régime de consommation de l'agglomération car cela influence le fonctionnement du système ainsi que les dimensions requises pour ses composants.

Les débits de consommation font l'objet de plusieurs variations au fil du temps :

-Variations annuelles.

-Variations mensuelles et saisonnières.

-Variations hebdomadaires.

-Variations journalières.

a . Variation de la consommation journalière

Pendant l'année, la demande en eau connaît des variations par rapport à la consommation moyenne journalière, il y'a une journée où la consommation d'eau est maximale et une journée où elle est minimale, cette variation est caractérisée par des coefficients d'irrégularité K_{maxj} et K_{minj}.

$$\mathbf{K_{maxj}}=\frac{consommation\ maximale\ journalière}{consommation\ moyenne\ journalière}=\frac{Qmaxj}{Qmoyj} \quad \textbf{(II-3)}$$

$$\mathbf{K_{minj}}=\frac{consommation\ minimale\ journalière}{consommation\ moyenne\ journalière}=\frac{Qminj}{Qmoyj} \quad \textbf{(II-4)}$$

b . Consommation maximale journalière :

Q_{maxj} correspond à la demande en eau maximale enregistrée lors de la journée la plus sollicitée de l'année, il s'obtient par la relation suivante :

$$\mathbf{Q_{maxj} = K_{maxj} * Q_{moyj}} \quad \textbf{(II-5)}$$

K_{maxj} : coefficient d'irrégularité maximal sa valeur est comprise entre 1.1 et 1.3 on prendra $K_{maxj} = 1.2$

D'où : $Q_{maxj} = 1.2 * Q_{moyj}$

c . Consommation minimale journalière :

Q_{minj} correspond à la demande en eau minimale enregistrée lors de la journée la moins sollicitée de l'année, il sera déterminé en affectant le débit moyen journalier Q_{moyj} d'un coefficient d'irrégularité K_{minj} qui varie entre 0.7 et 0.9 , on prendra $K_{minj} = 0.8$

$$\mathbf{Q_{minj} = K_{minj} * Q_{moyj}} \quad \textbf{(II-6)}$$

D'où $Q_{minj} = 0.8 * Q_{moyj}$

Les calculs des consommations moyennes, minimales et maximales journalières sont illustrés dans le tableau suivant :

Tableau II-40:Les consommations maximales et minimales journalières

Localité	$Q_{moy\ j}$ (m^3/j)	K_{minj}	$Q_{min\ j}$ (m^3/j)	K_{maxj}	Q_{maxj} (m^3/j)
Frenda	16527.5	0.8	13222	1.2	19833
Ain Kermes	4567.1	0.8	3653.68	1.2	5480.52
Medrissa	3971.45	0.8	3177.16	1.2	4765.74
Madna	811.25	0.8	649	1.2	973.5
Rosfa	1495.1	0.8	1196.08	1.2	1794.12
Sidi Abderh	1506.95	0.8	1205.56	1.2	1808.35
Tiaret	117738.72	0.8	94190.98	1.2	141286.46

II.5- Variation de la consommation horaire :

La variation du débit horaire dans la journée est caractérisée par des coefficients de variation K_{maxh} et K_{minh} ; appelés respectivement coefficients de consommation maximum et minimum horaire. Ils sont déterminés par les expressions suivantes :

$$K_{maxh} = \frac{consommation\ maximale\ horaire}{consommation\ moyenne\ horaire} = \frac{Qmaxh}{Qmoyh} \quad \textbf{(II-7)}$$

$$K_{minh} = \frac{consommation\ minimale\ horaire}{consommation\ moyenne\ horaire} = \frac{Qminh}{Qmoyh} \quad \textbf{(II-8)}$$

Avec la consommation moyenne horaire : $Q_{moyh} = \frac{Qmaxj}{24}$ **(II-9)**

La consommation maximale horaire : $Q_{maxh} = K_{maxh} * Q_{moy\ h}$ **(II-10)**

La consommation minimale horaire : $Q_{minh} = K_{minh} * Q_{moy\ h}$ **(II-11)**

II.5.1- Consommation maximale horaire :

Le coefficient d'irrégularité maximale horaire est utilisé pour calculer la consommation maximale d'eau par heure, ce qui représente l'augmentation de la consommation horaire lors de la journée la plus chargée de l'année. Ce coefficient est défini par :

$$K_{maxh} = \alpha_{max} \times \beta_{max} \quad \textbf{(II-12)}$$

Avec :

α_{max}: Coefficient qui tient compte du confort des équipements de l'agglomération et du régime du travail, il varie entre 1,2 et 1,5.

β_{max}: Coefficient étroitement lié au développement démographique.

La variation deβ_{max} est donnée par le tableau suivant :

Tableau II-41: Variation du βmax en fonction du nombre d'habitation

Habitant	1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	30000	50000	100000	300000	1000000
β_{max}	2	1.8	1.6	1.5	1.4	1.3	1.2	1.15	1.13	1.1	1.03	1

Le débit maximum horaire se calcule par la formule suivante :

$$Q_{maxh} = K_{maxh} \times Q_{moyh} \text{ (m3/h)} \quad \text{(II-13)}$$

*Q_{moyh} : débit moyen horaire, il est donné par la relation suivante :

$$Q_{moyh} = \frac{Q_{max\,j}}{24} \quad (m^3/h) \quad \text{(II-14)}$$

II.5.2- Consommation minimale horaire :

On détermine le débit minimum horaire à partir de coefficient d'irrégularité minimale $K\min h$, **ce** coefficient est donné par : $$K_{minh} = \alpha_{min} \times \beta_{min} \quad \text{(II-15)}$$

Avec :

α_{min} : Coefficient qui tient compte du confort des équipements de l'agglomération et du régime de travail, il varie entre 0,4 et 0,6.

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

La variation de βmin est donnée par le tableau suivant :

Tableau II-42:Variation du βmin en fonction du nombre d'habitation

Habitant	1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	30000	50000	100000	300000	1000000
β_{min}	0.1	0.1	0.1	0.2	0.25	0.4	0.5	0.6	0.63	0.7	0.83	1

Tableau II-43:Tableau récapitulatif des résultats des coefficients d'irrégularité

L'agglomération	α_{min}	β_{min}	$K_{min,h}$	α_{max}	β_{max}	$K_{max,h}$
Frenda	0.55	0.67	0.37	1.25	1.06	1.33
Ain Kermes	0.5	0.64	0.32	1.2	1.17	1.4
Medrissa	0.45	0.62	0.28	1.15	1.25	1.43
Madna	0.4	0.23	0.1	1.1	1.44	1.58
Rosfa	0.45	0.44	0.19	1.15	1.24	1.42
Sidi Abdr	0.45	0.47	0.21	1.15	1.27	1.46
Tiaret	0.6	1.38	0.83	1.3	1.015	1.32

Les consommations maximales, minimales et horaires pour l'ensemble d'agglomération sont mentionnées dans le tableau II-44

Tableau II-44:Les consommations maximales , minimales horaires pour l'ensemble des agglomérations en 2053

L'agglomération	Q_{moyh} (m^3/h)	K_{minh}	Q_{minh} (m^3/h)	K_{maxh}	Q_{maxh} (m^3/h)
FRENDA	826.37	0.37	305.76	1.33	1099.08
AIN KERMES	228.35	0.32	73.07	1.4	319.69
MEDRISSA	198.57	0.28	55.60	1.43	283.95
MADNA	40.56	0.1	4.05	1.58	64.08
ROSFA	74.75	0.19	14.20	1.42	106.15
SIDI ABDR	75.34	0.21	15.82	1.46	110.00
TIARET	5886.93	0.83	4886.15	1.32	7770.75

II.6- Le bilan besoins ressources :

Le volume d'eau disponible est fixé par la performance des ressource et installations diverses existantes, Le déficit des sept centres est présenté dans le tableau suivant :

Localité	$Q_{max\ j}$ (m^3/j)	Production en eau existante (m^3/j)	Déficit (m^3/j)
Frenda	19833	6998.4	12834.6
Ain Kermes	5480.52	4147.2	1333.32
Medrissa	4765.74	2592	2173.74
Madna	973.5	864	109.5
Rosfa	1794.12	1714.4	79.72
Sidi Abdr	1808.35	1555.2	253.15
Tiaret	141286.46	46100	95186.46

II.7- Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons étudié l'évolution des populations des sept centres ainsi que leur consommation en eau à l'horizon 2053. Les données révèlent que les ressources actuellement mobilisées et les forages dans les centres Ain Kermes, Medrissa, Madna, Rosfa et Sidi Abderrahmane, sont totalement secs, de ce fait nous allons les alimenter directement à partir du champ captant de CHOTT CHERGUI. L'indentification des besoins en eau potable de chaque commune de la région étudiée nous permettra d'obtenir une estimation approximative des capacités optimales des réservoirs et des bâches d'eau ainsi que de dimensionner les conduites d'adduction.

III- Chapitre III : Etude de transfert

III.1- Introduction :

Le but du présent chapitre est de dimensionner un réseau d'adduction dans la wilaya de Tiaret afin de parvenir à satisfaire la demande en eau des consommateurs en réalisant une étude technico-économique.

L'adduction désigne le transport de l'eau du point de captage vers le point d'utilisation. Dans la pratique, ces points sont relativement éloignés l'un de l'autre. Les longueurs des conduites d'adduction peuvent être vraiment considérables. Les ouvrages d'adduction sont généralement de grandes dimensions.

Notre étude consiste en un transfert d'eau à partir du champ captant Chott Chergui qui se compose de cinq forages pouvant débiter chacun jusqu'à 60l/s, afin d'approvisionner en eau sept centres de la commune de Tiaret : Frenda, Ain Kermes, Medrissa, Madna, Rosfa, Sidi Abderrahmane et Tiaret.

III.2- Types d'adduction

Les adductions peuvent être classées comme suit :

III.2.1- **Adduction gravitaire :** la source se situe à une cote supérieure à celle de l'ouvrage d'arrivée. L'écoulement peut y être en charge (le plus souvent), ou à surface libre (canaux à ciel ouvert ou aqueducs fermés).

III.2.2- Adduction par refoulement : la cote de la source est inférieure à celle de l'ouvrage d'arrivée. L'installation d'un système de pompage est donc nécessaire (écoulement en charge).

III.2.3- Adduction mixte : rencontrée lorsque la configuration du site nous impose l'installation d'un ouvrage intermédiaire recevant l'eau gravitairement (ou par refoulement), et que cette eau est par la suite refoulée (ou envoyée gravitairement) vers le réservoir de l'agglomération**.**

III.3- Critères de choix du tracé :

Connaissant le point de départ (la zone de captage) et le point d'arrivée le réservoir d'alimentation). Le tracé de notre adduction doit satisfaire aux critères suivants :

- Opter pour un itinéraire aussi direct que possible ;
- Respecter les impératifs du profil en long avec le moins possible de sur profondeurs ;
- Eviter la multiplication d'ouvrages coûteux ou vulnérables, tels que les traversés de rivière ou de routes.
- Eviter autant que possible la traversée des massifs boisés ;

- Minimiser les dépenses de construction en évitant les points hauts sur la conduite de refoulement.
- Privilégier un tracé le long des routes et des chemins, car cela présente plusieurs avantages, notamment des coûts de terrassement réduits et un accès aisé aux regards contenant des équipements de robinetterie.
- Éviter les contre-pentes, car elles peuvent entraîner des accumulations d'air aux points élevés, ce qui peut être difficile à purger, de plus, en cas d'arrêt soudain de pompe, des phénomènes de cavitation peuvent se produire aux points élevés, provoquant la rupture de la veine liquide, ou bien une surpression susceptible d'endommager les canalisations. Il est donc nécessaire de prendre des mesures pour protéger les conduites contre les effets du coup de bélier.

III.4- Choix du matériau de la conduite :

Le choix du matériau pour les conduites enterrées pour le transport du fluide dépend de critères technico-économique.

Sur le plan technique plusieurs exigences notamment :

- Résistance aux agressions chimiques, aux pressions et aux charges mobiles ;
- Adaptabilité aux conditions du terrain de pose ;
- Une bonne étanchéité ;
- Simplicité d'entretien et de mise en service.

Sur le plan économique dépend essentiellement :

- Le cout d'achat et transport des matériaux ;
- La disponibilité de ces matériaux sur le marché local (de préférence).

Parmi les types de tuyaux utilisés dans le domaine d'alimentation en eau potable, on peut distinguer: Les tuyaux en fonte ; les tuyaux en acier ; les tuyaux en matière thermoplastique et les tuyaux en béton.

En tenant compte des caractéristiques de chaque type de conduite et des besoins spécifiques de notre projet d'alimentation en eau potable, nous avons opté pour l'utilisation de conduites en PEHD (polyéthylène haute densité).

Les principales qualités de ces deux types de tuyaux sont présentées dans le tableau suivant :

Tableau III-1:Les qualités principales de PEHD et Fonte

Type de tuyau	Les qualités
Fonte	Bonne résistances aux forces internes Très rigides et solides Longueur de la conduite variant de 6-16 m Réduction de joints Facilité de pose
PEHD polyéthylène haute densité	Bonne résistance à la corrosion Disponibilité sur marché Souplesse à l'utilisation Légèreté et facilité d'utilisation Facilité du transport et du stockage Possibilité de raccordement Un bon rapport qualité prix Durée de vie élevée

III.5- Etude des variantes d'adduction :

Certaines exigences doivent être prises en compte, tout est mis en œuvre pour déterminer la variante la plus économique.

Nous ne pouvons choisir qu'un seul tracé selon le plan topographique, cependant nous proposons deux variantes sur lesquelles les stations de pompages sont implantées à différentes cotes.

III.5.1- Première variante :

Le système a un linéaire total de 171Km, constitué de trois stations de pompage de cotes 1042.58m, 1079.66m et 1185m respectivement, elles refoulement vers les différents réservoirs situés dans les sept communes.

III.5.2- Deuxième variante :

Dans cette variante le système d'adduction est constitué de quatre stations de pompage placées aux cotes 1042.58m, 1079.66m, 1185m et 1132m, dont la longueur totale est de 181Km.

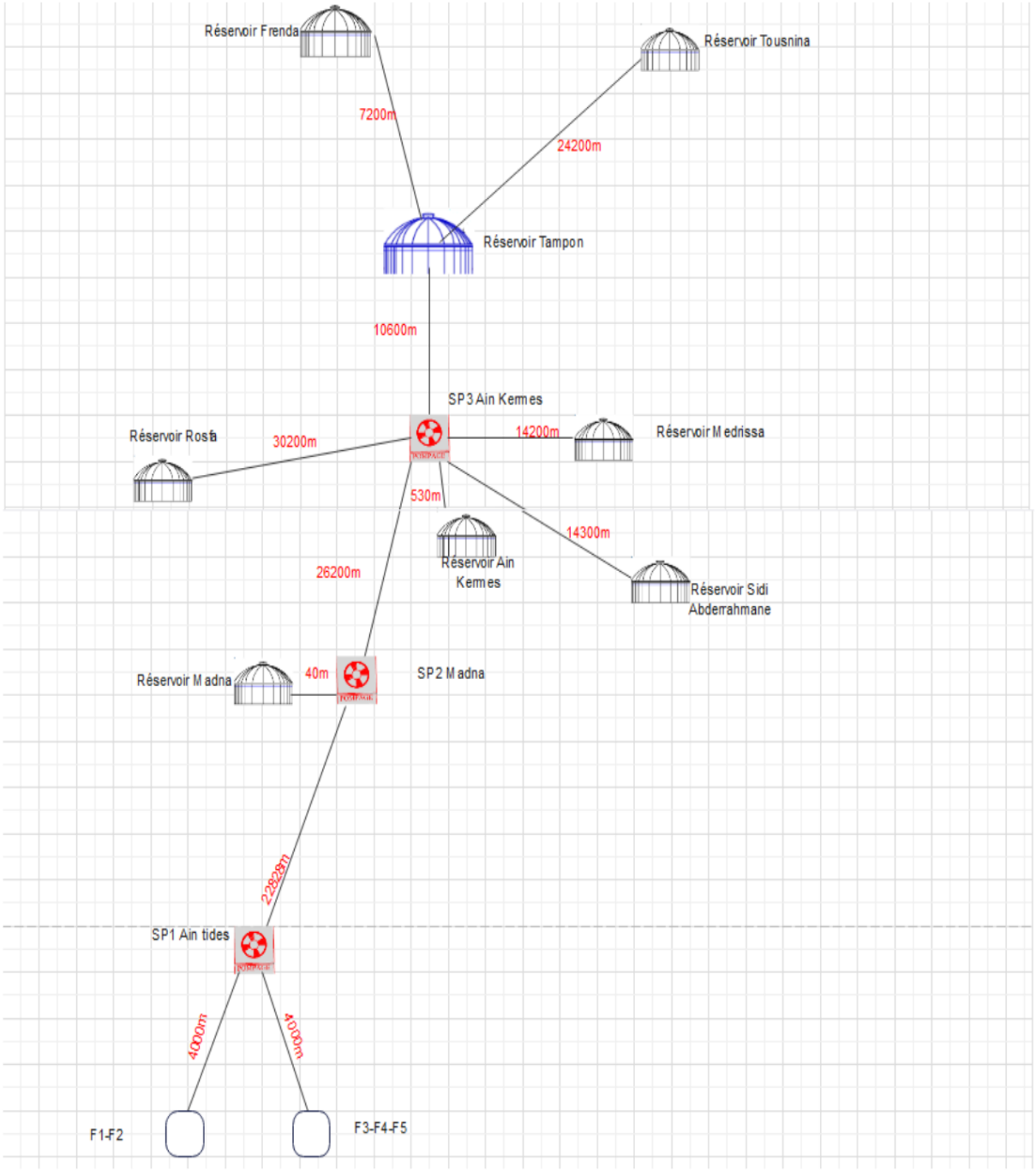


Figure III-1:Schéma représentatif de la première variante

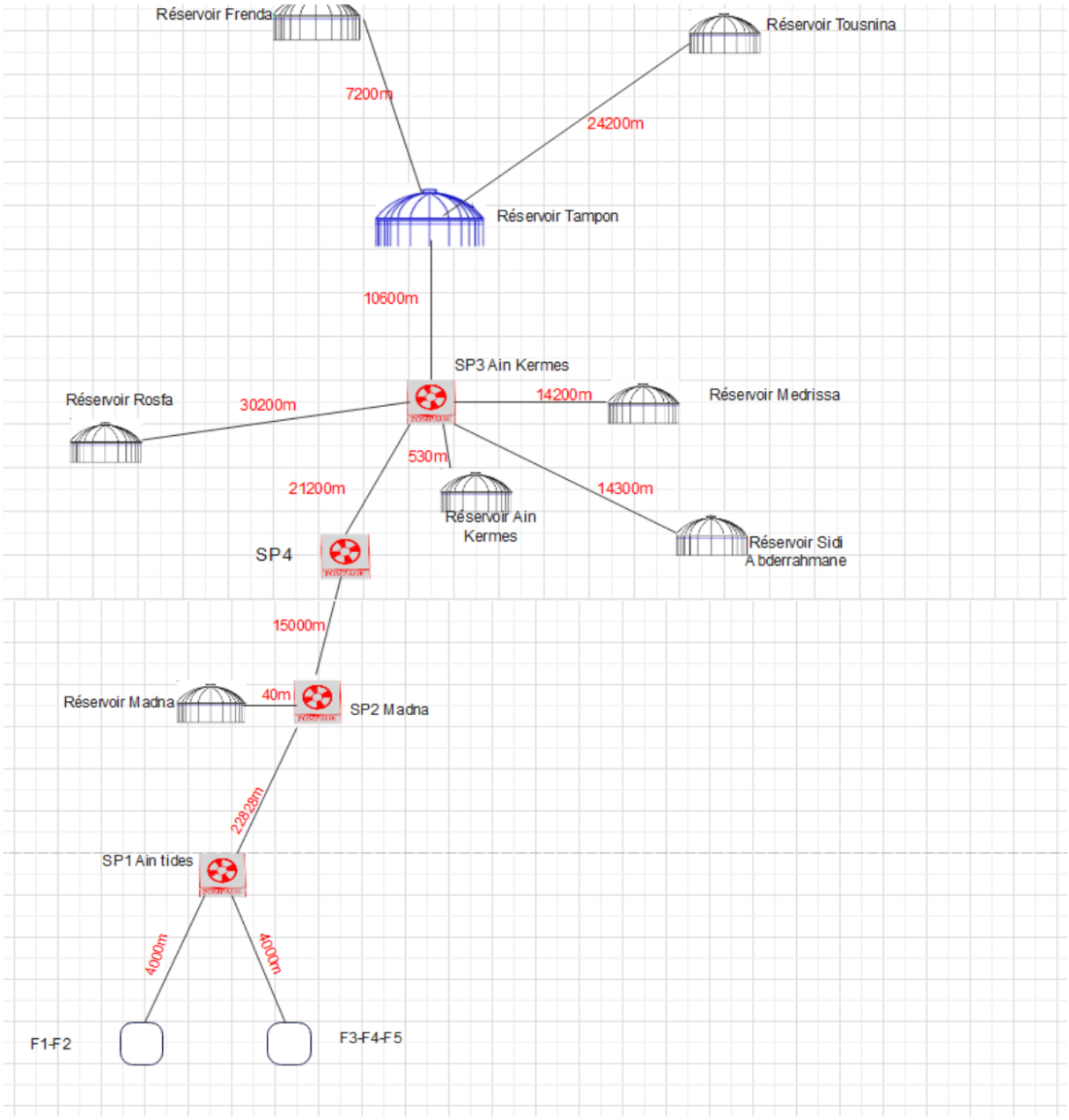


Figure III-2:Schéma représentatif de la deuxième variante

III.6- Calcul hydraulique

III.6.1- Méthode de calcul

a. Cas gravitaire :

La formule utilisée pour le calcul de la perte de charge pour un écoulement dans une conduite est :

$$\Delta h_p^{lin} = \frac{k * Le * Q^{\beta}}{Dav^m} \quad \text{(III-1)}$$

Avec :

Δh_p^{lin} : perte de charge (m) ;

g : accélération de la pesanteur (m/s^2) ;

L : longueur géométrique de la conduite (m) ;

$$\mathbf{\Delta h_t = 1.10 * \Delta h_p^{lin}} \quad \textbf{(III-2)}$$

$$=> \ L_e = 1.10 * L_g$$

Δh_t : perte de charge (m)

Δh_p^{lin} : perte de charge linéaire (m)

Q : débit transporté par la conduite (m^3/s) ;

D_{av} : Diamètre avantageux calculé de la conduite (m) ;

β : exposant tenant compte du régime d'écoulement ;

m : exposant tenant compte du type d'écoulement.

Selon le type de matériau les coefficients K, m et β sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau III-2: Coefficients K,m et β pour différents types de tuyau

Tuyau	K	m	β
Acier et fonte	0.00179-0.001735	5.1-5.3	1.9-2
Amiante-ciment	0.00118	4.89	1.85
PVC et PEHD	0.001052	4.772	1.77

Source : Catalogue des fabriquant

On déduit alors le diamètre calculé de la conduite gravitaire :

$$\boldsymbol{Dav = \sqrt[m]{\frac{k * Le * Q2}{\Delta H}}} \quad \textbf{(III-3)}$$

b. Cas de refoulement :

Le choix des diamètres qui feront l'objet de notre étude sera donné par les relations :

$$D_{ec} = \sqrt{Q} \quad \textbf{(III-4)}$$

D_{ec} :Le diamètre économique de la conduite (m) ;

Q : Le débit transporté par la conduite (m^3/s)

III.7- Caractéristique de l'adduction

III.7.1- Hauteur manométrique totale :

La hauteur manométrique totale sera calculée de la manière suivante :

$$H_{mt} = H_g + \sum \Delta h \quad \textbf{(III-5)}$$

Hg = Différence de niveau entre le plan d'aspiration et le plan de refoulement (m) ;

$\sum \Delta h$: somme des pertes de charge linéaires et singulières (m) ;

Dans le cas des adductions, les pertes de charge singulières sont estimées à 10% des pertes de charge linéaires.

$\sum \Delta h = 1.10 * \Delta h_p^{lin}$

Δh_p^{lin} : perte de charge linéaire (m).

$\Delta h_p^{lin} = \frac{8 * \lambda * L * Q2}{\pi * g * D5}$ (formule de Darcy-Weisbakh)

G : L'accélération de la pesanteur (m/s^2) ;

Q : débit refoulé (m^3/s)

L : longueur géométrique de la conduite (m) ;

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

Avec

$$\lambda = \left(1.14 - 0.86 \text{Ln} \frac{\varepsilon}{D} \right)^{-2} \quad \textbf{(formule de Nikuradzé)} \quad \textbf{(III-6)}$$

D : Diamètre de la conduite (m/s) ;

ε :rugosité absolue de la conduite .

III.7.2- Puissance de pompage

$$P = \frac{\rho * g * Hmt * Q}{\eta} \quad \textbf{(III-7)}$$

P : puissance absorbée par la pompe (Kw) ;

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

H_{mt} : Hauteur manométrique totale (m) ;

Q : Débit refoulé (m^3/s) ;

η : rendement de la station de pompage (70 %).

III.7.3- Energie consommée par le pompage :

L'énergie consommée par la station de pompage le long d'une année est le produit de la puissance de pompage et d'heures de pompage par année.

$$E = P * t * 365 \quad \textbf{(III-8)}$$

E : énergie consommée pendant une année (KWh) ;

P : puissance de pompage (KW) ;

t : temps de pompage par jour (h).

III.7.4- Amortissement annuel

Les frais d'amortissement sont en fonction de la durée d'amortissement de la conduite et du taux d'annuité. Il est déterminé par la relation suivante :

$$A = \frac{i}{(1+i)^n - 1} + i \quad \textbf{(III-9)}$$

A : Frais d'amortissement (DA) ;

i : Taux d'annuité ; i = 8 % ;

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

A.N : A = 0,088

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

$$K = \delta * E \quad \textbf{(III-10)}$$

K : Dépenses annuelles d'énergie (DA) ;

E : Energie consommée par année (Kw) ;

δ : Prix du Kwh,

Tableau III-3:Variation journalière des tarifs de l'énergie

Périodes	Horaires	Nombre d'heures(H)	Prix de KWh d'énergie (DA)
Heures pleines	06h-17h	11	4.98
Heures de pointes	17h-21h	4	8.35
Heures creuses	21h-06h	9	0.68

Source : SONELGAZ

Etant donné la variation journalière des tarifs du KWh d'énergie, on opte pour un régime de fonctionnement des forages de 20/24 heures

Le prix moyen du KWh pendant les 20 heures de pompage est tel que : $\delta = 4.58$ DA

III.8- Dimensionnement des adductions

Le dimensionnement de l'adduction exige le calcul des longueurs équivalentes pour chaque tronçon.

III.8.1- Calcul des longueurs équivalentes des différents tronçons :

Les longueurs des différents tronçons sont présentées dans le tableau suivant :

Tableau III-4:Les longueurs des différents tronçons des adductions

N° de tronçon	Point de départ	Point d'arrivée	Débit de tronçon (l/s)	Longueurs géométrique(m)	Longueurs équivalentes(m)
1	Forage 1-2	SP1	125	4000	4400
2	Forage 3-4-5	SP1	165	4000	4400
3	SP1	SP2	290	22828	25110.8
4	SP2	SP3	279	26200	28820
5	SP2	R Madna	11	40	44
6	SP3	R Medrissa	55	14200	15620
7	SP3	R Sidi Adbr	21	14300	15730
8	SP3	R rosfa	21	30200	33220
9	SP3	R kermes	63	530	583
10	SP3	R tampon	119	10600	11660
11	R tampon	R Frenda	109	7920	8712
12	R tampon	ST Tousnina	10	24200	26620
13	SP2	SP4	279	15000	16500
14	SP4	SP3	279	21200	23320

III.8.2- Caractéristiques des différents points :

Les cotes des différents points de notre adduction sont données dans le tableau suivant :

Tableau III-5:Les altitudes des différents points de l'adduction

Point	Cote de terrain naturel (m)
Forage 1	1000.5
Forage 2	1003.26
Forage 3	1004.3
Forage 4	1004
Forage 5	1004.68
SP1	1042.58
SP2	1079.66
SP3	1185
R Madna	1065
R Medrissa	1119
R Sidi Adbr	1078
R rosfa	1007
R kermes	1176
R tampon	1228
R Frenda	1124
ST Tousnina	1100
SP 4	1132

III.8.3- Calcul des diamètres avantageux des tronçons de l'adduction :

III.8.3.1- Pour le tronçon réservoir tampon – réservoir de Frenda

L'écoulement est gravitaire, Dans notre cas nous calculons la charge disponible entre le réservoir tampon et le réservoir de Frenda.

$$H_d = C_{prt} - C_{pr} \quad \textbf{(III-11)}$$

Avec :

H_d: La charge disponible.

C_{prt}: Cote de radier de réservoir tampon (m).

C_{pr}: Cote de trop plein du réservoir de Frenda (m)

ΔH_d= 1228-(1124+10)= 94m

Le = 7920 m

On a

$$\Delta H_d = \frac{K*Le*Q^B}{Dav^m} \text{ donc}$$

$$Dav = \sqrt[m]{\frac{K * Le * Q2}{\Delta Hd}}$$

$$Dav = \sqrt[4.772]{\frac{0.001052*7920*(0.109)^2}{94}} = 0.2377m = 237.70mm$$

Donc : D2<DCal<D1

Tell que : D1=327.4 mm, Dex=400 mm

- La vitesse d'écoulement :

Dans le cas des adductions, la vitesse optimale de l'écoulement varie de 0,5 à 2 m/s.

On détermine la vitesse d'écoulement dans la conduite gravitaire moyennant l'équation de continuité : $Q = V * S \rightarrow Q = V * \frac{\pi*D^2}{4}$ ainsi $V = \frac{4*Q}{\pi*D^2}$

Avec :

Q : débit transporté par l'adduction (m^3/s) ;

S : section de la canalisation (m^2) ;

V : vitesse d'écoulement (m/s) ;

D : diamètre nominal de la conduite (m).

$V = \frac{4*0.109}{\pi*0.3274^2}$= 1.29 m/s la vitesse est acceptable.

Pour le dimensionnement de ce tronçon on vas prendre : D_{dim}= 400 mm PEHD PN16

- Les frais d'investissement

Les frais d'investissement des conduites gravitaires sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau III-6:: Frais d'investissement des conduites gravitaires

Diamètres	**Prix de ml : DA**	**Longueur (m)**	**Investissement : (DA)**
400	10192.06	7200	6457689.22

Les prix du ml des différents diamètres sont donnés dans l'annexe 1

III.8.3.2- Pour le tronçon F1-SP1 Ain Tides (adduction par refoulement)

Le choix du diamètre économique d'une conduite résulte d'un compromis entre les couts d'investissement et les couts d'exploitation. En effet, l'augmentation du diamètre entraîne une augmentation des premières mais elle réduit rapidement les pertes de charge, ce qui diminue ensuite les dépenses énergétiques nécessaires pour le déplacement d'eau. Les stations de reprises sont chargées de refouler le débit d'exploitation vers les réservoirs de transit. Leur fonctionnement est planifié sur une période de 20 heures par jour, avec des arrêts pendant les heures de pointe où le coût de l'électricité est plus élevé.

Le diamètre économique optimal est calculé avec la relation de Bonin :

$$A.N : D_{ec} = \sqrt{125 * 10^{-3}}$$

$$D_{ec} = 0.3535 \text{ m} \quad \text{donc} \quad D_{ec} = 353.55 \text{ mm}$$

Le calcul technico-économique du diamètre sera pour les diamètres compris entre 250 et 500 mm.

- Calcul des frais d'exploitation

Les frais d'exploitation sont déterminés en fonction de la consommation d'électricité lors du pompage pour la gamme de diamètres obtenue.

La hauteur manométrique totale varie en fonction du diamètre, cette variation est répertoriée dans le tableau suivant :

Tableau III-7:Variation des HMT en fonction du diamètre

Diamètre (mm)	Longueur (m)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	λ	ΔH_{lin} (m)	ΔH_{tot} (m)	Hg (m)	HMT (m)
250	4000	125	3.80	0.0073	105.25	115.78	38.28	154.06
315	4000	125	2.39	0.007	31.77	34.96	38.28	73.24
400	4000	125	1.48	0.007	9.61	10.58	38.28	48.86
500	4000	125	0.95	0.0066	2.97	3.27	38.28	41.55

Tableau III-8:Variation des dépenses annuelles d'exploitation en fonction du diamètre

Diamètre (mm)	Débit (l/s)	HMT (m)	Puissance (KW)	Prix unitaire moyen (DA)	Consommation annuelle (KWh)	Dépenses annuelles (DA)
250	125	154.06	269.88	4.58	1970124.78	9023171.5
315	125	73.24	128.30	4.58	936595.74	4498608.5
400	125	48.86	85.59	4.58	624823.43	2861691.29
500	125	41.55	72.79	4.58	531342.88	2433550.41

- Calcul des frais d'investissement

Tableau III-9:Variation des frais d'investissement en fonction du diamètre

Diamètre (mm)	Prix du ml (DA)	Longueur (m)	Prix total (DA)	Annuité	Investissement (DA)
250	4163.97	4000	16655880	0.088	1465717.44
315	6309.37	4000	25237480	0.088	2220898.24
400	10192.06	4000	40768240	0.088	3587605.12
500	15889.78	4000	63559120	0.088	5593202.56

- Bilan des couts (exploitation-investissement)

Tableau III-10:Bilan des couts (Exploitation-Investissement)

Diamètre (mm)	Investissement (DA)	Exploitation(DA)	TOTAL
250	1465717.44	9023171.50	10488888.9
315	2220898.24	4498608.50	6719506.74
400	3587605.12	2861691.29	6449296.41
500	5593202.56	2433550.41	8026752.97

La figure ci-dessous illustre l'interprétation graphique des résultats du bilan (exploitation – investissement) :

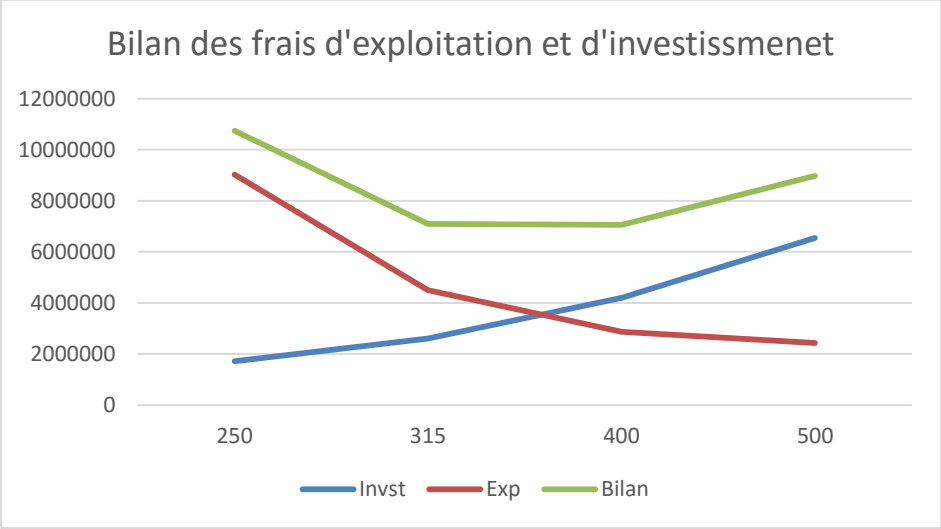


Figure III-3: Bilan des frais d'exploitation et d'investissement

Vu la combinaison des frais d'investissement et d'exploitation, Notre choix va au profit du diamètre DN 400 dont la vitesse est de 1,48 m/s

Nous procédons avec la même méthodologie pour le reste des tronçons. Les résultats de calcul sont présentés dans les annexes (02-17)

III.8.4- Récapitulatif des calculs des adductions gravitaires et par refoulement pour la première variante :

Tableau III-11:Récapitulatif des calculs des adductions gravitaires pour la première variante

Tronçon	Débit (l/s)	Longueur (m)	λ	ΔH_d (m)	Diamètre (mm)	Vitesse (m/s)	ΔH_{lin} (m)	ΔH_{tot} (m)	Prix ml (DA)	Investissement (DA)
RT-Frenda	109	7200	0.007	94	400 PEHD	1.29	13.16	14.48	10192.06	6457689.22
SP3-Medrissa	55	14200	0.007	56	315 PEHD	1.05	21.84	24.02	6309.37	7884188.75
SP3-Sidi abd	21	14300	0.0076	97	200 PEHD	0.99	33.82	37.21	2691.35	3386794.84
SP3-Kermes	63	530	0.007	4	315 PEHD	1.20	1.07	1.18	6309.37	294269.017
SP3-Rosfa	21	30200	0.0076	168	200 PEHD	0.99	72.37	79.61	2691.35	7152531.76
RT-Tousnina	10	24200	0.008	128	160 PEHD	0.74	41.82	46.00	1713.83	36497772.37

Tableau III-12:Récapitulatif des calculs des adductions par refoulement pour la première variante

Tronçon	Débit (l/s)	Longueur (m)	λ	Diamètre (mm)	Vitesse (m/s)	ΔH_{lin} (m)	ΔH_{tot} (m)	Hg (m)	HMT (m)
$F_{1\text{-}2}$-SP1	125	4000	0.007	400 PEHD	1.48	9.62	10.58	38.28	48.86
$F_{3\text{-}4\text{-}5}$-SP1	165	4000	0.007	500 PEHD	1.25	5.49	6.04	37.9	43.94
SP1-SP2	290	22828	0.0064	630 PEHD	1.39	27.88	30.67	37.08	67.76
SP2-SP3	279	26200	0.0064	630 PEHD	1.33	29.63	32.59	105.34	137.93
SP3-RT	119	10600	0.007	400 PEHD	1.41	23.10	25.41	31.23	56.64
SP2-Madna	11	40	0.0076	200 PEHD	0.53	0.026	0.029	20	20.03

Tableau III-13:Bilan des couts (Exploitation-Investissement) pour les adductions par refoulement de la première variante

Tronçon	Diamètre (mm)	Longueur (m)	Prix de ml (DA)	Puissance (KW)	Annuité	Investissement (DA)	Exploitation (DA)	Cout total (DA)
$F_{1\text{-}2}$-SP1	400 PEHD	4000	10192.06	85.59	0.088	3587605.12	2861691.29	6449296.41
$F_{3\text{-}4\text{-}5}$-SP1	500 PEHD	4000	15889.78	101.60	0.088	5593202.56	3397060.66	8990263.22
SP1-SP2	630 PEHD	22828	25229.57	275.35	0.088	50682774.9	9207266.22	59890041.12
SP2-SP3	630 PEHD	26200	25229.57	493.98	0.088	58169296.6	18031101	76200397.6
SP3-RT	400 PEHD	10600	10192.06	94.45	0.088	9507153.57	3158126.43	12665280
SP2-Madna	200 PEHD	40	2691.35	3.09	0.088	9473.55	103236.42	112709.97

III.8.5- Récapitulatif des calculs des adductions gravitaires et par refoulement pour la deuxième variante :

La deuxième variante adopte les mêmes résultats que la première, seulement on a ajouté deux tronçons, celui de SP2-SP4 et SP4-SP3 dont le débit refoulé est le même.

Les calculs sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau III-14:Récapitulatif des calculs des adductions SP2-SP4 et SP4-SP3 pour la deuxième variante

Tronçon	Débit (l/s)	Longueur (m)	λ	Diamètre (mm)	Vitesse (m/s)	ΔH_{lin} (m)	ΔH_{tot} (m)	Hg (m)	HMT (m)
SP2-SP4	279	22000	0.0064	630 PEHD	1.33	24.88	27.36	52.34	79.70
SP4-SP3	279	12600	0.0064	630 PEHD	1.33	14.25	15.67	53	68.67

Tableau III-15:Bilan des couts (Exploitation-Investissement)

Tronçon	Diamètre (mm)	Longueur (m)	Prix de ml (DA)	Puissance (KW)	Annuité	Investissement (DA)	Exploitation (DA)	Cout total (DA)
SP2-SP4	630 PEHD	22000	25229.57	311.62	0.088	48844447.5	10418899.1	59263346.62
SP4-SP3	630 PEHD	12600	25229.57	268.49	0.088	27974647.2	8976986.17	36951533.39

III.9- Conclusion :

Le dimensionnement des conduites de nos réseaux d'adductions, a été réalisé en se basant sur les besoins en eau de la population pour les deux variantes.

Après avoir fait tous les calculs, on remarque et conclut que la première variante est la plus économique et la plus adaptée à notre projet.

Notre système d'adduction contient trois stations de pompage et un réservoir tampon qui relie les tronçons gravitaires aux tronçons par refoulement.

Le dimensionnement de la conduite de refoulement a été effectué en prenant en considération les conditions techno-économiques ainsi que la charge disponible pour les conduites gravitaires.

IV- Chapitre IV : Etude des réservoirs

IV.1- Introduction :

Le réservoir d'eau est une structure spécialement conçue pour stocker une quantité variable d'eau, il est utilisé dans le but d'accumuler et de préserver l'eau dans pour répondre à diverses nécessités.

Les réservoirs jouent un rôle crucial dans les opérations courantes en agissant comme des régulateurs tant pour le débit que pour la pression. Avec les progrès enregistré dans les méthodes d'installation et les systèmes automatiques de protection des conduites d'adduction et de distribution, les réservoirs d'eau accomplissent plusieurs fonctions essentielles :

- Stockage dans les réseaux de distribution.
- Bâches de reprise dans les stations de pompages.
- Réservoirs tampon pour la régulation de pression dans les systèmes d'adduction.
- Conservation de l'eau traitée au sein des stations de traitement.

IV.2- Fonctions techniques des réservoirs :

Les réservoirs jouent un rôle crucial en tant qu'éléments de régulation de la pression et du débit entre la phase de production et celle de la consommation d'eau. Ils servent à stocker l'eau en périodes de production excédentaire et la distribuer lorsque la demande dépasse la production. Ces réservoirs offrent une grande flexibilité pour faire face à divers incidents, sans perturber les utilisateurs, tels que : les panne électrique, le remplacement d'une pompe ou les accidents sur la conduite de refoulement s'ils sont situés en amont du réseau.

- Les avantages des réservoirs sont nombreux, notamment la stabilisation du fonctionnement des groupes de pompage et l'optimisation de l'utilisation des tarifs d'électricité de nuit.
- Certains réservoirs intègrent une réserve incendie régulièrement renouvelée via un système d'évent spécial, tel qu'un siphon, qui se déclenche lorsque le niveau de la réserve est atteint sans la vider complètement.
- Dans le cas où une agglomération se développe dans une direction particulière, un réservoir unique et de hauteur appropriée peut devenir insuffisant pour maintenir une pression adéquate à tout moment et en tout lieu du réseau. Dans ce cas on peut avoir recours à un ou plusieurs réservoirs d'équilibrage connectés au réseau, mais à un niveau légèrement inférieur à celui du réservoir principal. Le réservoir d'équilibrage se remplit gravitairement pendant les périodes de faible consommation, principalement la nuit.
- La journée, la charge provenant du réservoir principal diminue dans le réseau en raison de la consommation, et celle du réservoir d'équilibrage devient prépondérante, maintenant ainsi une pression régulière.

-Les réservoirs peuvent également servir de brise charge dans le cas d'une distribution étagée. Ils peuvent également jouer le rôle de relais, dans ce cas, on les appelle réservoirs tampons. Les avantages des réservoirs incluent la régularisation du fonctionnement des pompes, la simplification de l'exploitation, le maintien des pressions nécessaires à tous les points du réseau, la coordination de l'approvisionnement en eau avec la distribution, ainsi que le maintien de l'eau à une température ambiante et la préserver des consommations.

IV.3- Classification des réservoirs :

Les réservoirs d'eau peuvent être classés en fonction de différents critères :

-D'après la situation et la topographie des lieux :

Enterrés,

Semi-enterrés,

Surélevé, sur tour.

-D'après la nature des matériaux de construction :

Réservoirs en maçonnerie,

Réservoirs métalliques,

Réservoirs en béton armé, ordinaire ou précontraint.

-**Selon leurs capacités :**

Circulaires,

Rectangulaires,

Carrés.

IV.4- Emplacement des réservoirs :

Trouver le bon emplacement pour le réservoir représente souvent un défi complexe, car il implique de prendre en compte certaines considérations spécifiques.

Dans notre cas :

-Le réservoir tampon RT joue un double rôle de transit et d'accumulation, il doit être situé à une altitude permettant un écoulement gravitaire afin de garantir une pression adéquate au point de raccordement en aval.

IV.5- Calcul du volume du réservoir tampon :

Le Réservoir tampon assure la transition entre l'écoulement en charge généré par la station de pompage pendant la période de fonctionnement de la pompe de 20h/24 avec un débit de 119l/s et l'écoulement gravitaire en direction du réservoir de Frenda avec un débit de 109l/s.

Il est donc nécessaire que le volume du réservoir tampon soit suffisant pour la matérialisation de ce débit et assurer la distribution en cas d'arrêt de la pompe.

$$\mathbf{V_{RT} = \frac{Q}{2} \times T} \qquad \textbf{(IV-1)}$$

Avec T : temps de fermeture de la vanne, T=30min

$$V_{RT} = \frac{Qmoyh}{24} \times 4 + \frac{Qmoyh}{2} \times T$$

$$V_{RT} = 1820.7 \text{ m}^3$$

$$V_{RT} = 2000 \text{ m}^3$$

On conclut que le volume du réservoir tampon est suffisant et répond au besoin futur pour l'horizon 2053.

IV.6- Dimensions des réservoirs de stockage :

Pour évaluer la capacité d'un réservoir, on peut utiliser soit la méthode graphique, soit la méthode analytique.

On opte pour la méthode analytique, elle consiste à déterminer pour chaque heure de la journée, le résidu dans le réservoir afin de déterminer son volume qui sera :

$$\mathbf{V_r = a(\%) \times Q_{maxj} / 100 \ (m^3)} \qquad \textbf{(IV-2)}$$

Avec :

Vr : capacité résiduelle (volume utile) (m^3)

a : fraction horaire du débit maximum journalier (%)

Q_{maxj} : consommation maximale journalière (m^3/j)

Le volume total est estimé en ajoutant le volume d'incendie au volume de régulation :

$$\mathbf{V_T = V_r + Vi_{nc}} \qquad \textbf{(IV-3)}$$

Avec :

V_T : capacité totale du réservoir (m^3)

V_{inc} : volume d'incendie (m^3)

Tableau IV-1:Détermination de la capacité du stockage nécessaire pour FRENDA

Heure	Consommation horaire (%)	Q Arrivé (%)	Stockage (%)	Départ de distribution (%)	Capacité horaire (%)
0-1	3	5	2		4.1
1-2	3.2	5	1.8		5.9
2-3	2.5	5	2.5		8.4
3-4	2.6	5	2.4		10.8
4-5	3.5	5	1.5		12.3
5-6	4.1	5	0.9		13.2
6-7	4.5	5	0.5		13.7
7-8	4.9	5	0.1		13.8
8-9	4.9	5	0.1		13.9
9-10	5.6	5		0.6	13.3
10-11	4.8	5	0.2		13.5
11-12	4.7	5	0.3		13.8
1213	4.4	5	0.6		14.4
13-14	4.1	5	0.9		15.3
14-15	4.2	5	0.8		16.1
15-16	4.4	5	0.6		16.7
16-17	4.3	5	0.7		17.4
17-18	4.1	5	0.9		**18.3**
18-19	4.5	0		4.5	13.8
19-20	4.5	0		4.5	9.3
20-21	4.5	0		4.5	4.8
21-22	4.8	0		4.8	0
22-23	4.6	5	0.4		0.4
23-24	3.3	5	1.7		2.1
Total	100	100	-	-	-

Le maximum des restes dans le réservoir de Frenda est : a(%)= 18.3%

Le volume du réservoir est donné par la relation suivante :

$V_T = a(\%) \times Q_{maxj} / 100 + V_{inc}$

$V_T = 18.3 \times 9417.6 / 100 + 120$

$V_T = 1843.42$ m3

Donc on prend V= 2000m3

Après avoir calculé le volume de stockage nécessaire pour la ville de Frenda, on conclut que le volume est suffisant et répond au besoin futur pour l'horizon 2053.

Le calcul des volumes des réservoirs pour les autres centres est présenté dans les annexes 18 et 19

Tableau IV-2:Les besoins en stockage à l'horizon actuel et à long terme

	Communes	**Frenda**	**Ain Kermes**	**Medrissa**	**Madna**	**Rosfa**	**Sidi Abderrahmane**
Horizon actuel 2023	**Besoins en stockage (m^3)**	8500	2250	2750	500	1750	1250
Horizon long terme 2053	**$Q_{max\ j}$ (m^3/j)**	9417.6	5443.2	4752	950.4	1814.4	1814.40
	V_u (m^3)	1723.42	1360.80	1188	266.11	508.03	453.60
	V_{inc} (m^3)	120	120	120	120	120	120
	Besoins en stockage (m^3)	1843	1480.80	1308	386.11	628.03	573.60

IV.7- Dimensionnement de la bâche de reprise de la station (SP1)

La bâche de reprise dans notre cas joue un rôle transitoire. Son dimensionnement repose sur le temps nécessaire pour maintenir la crépine en charge qui est généralement, estimé à un quart d'heure (15min).

a. Capacité de la bâche :

$$\mathbf{V_{bâche}} = \frac{Qmax\ j * t}{T} \quad \textbf{(IV-4)}$$

Avec :

$Q_{max.j}$: débit maximal journalier total. ($Q_{max.j}$=25056 m^3/j)

T: le temps de fonctionnement de la station de pompage (T = 20 h)

t : temps nécessaire pour maintenir la crépine en charge (t=0,25h)

$V_{bâche} = \frac{Qmax\ j * t}{T} = \frac{25056 * 15}{20 * 60} = 313.2\ m^3$

On prend : $V_{incendie} = 120\ m^3$

Donc $V_{bâche} = 313.2+120=433.2m^3$

Dans notre étude on prend un volume normalisé : $V_{bâche} = 500m^3$

b. Le diamètre D de la bâche :

On calcule le diamètre avec la formule suivante :

$$D = \sqrt{\frac{4*Vb}{\pi*h}} \quad \textbf{(IV-5)}$$

V_b : volume de la bâche (m^3)

D : diamètre (m)

h : hauteur optimale d'eau (m), on propose un hauteur de 5 m

D= 11.28 m

On opte pour un diamètre de 12m

Le calcul des volumes et le dimensionnement des bâches de reprises pour les deux autres stations de pompage SP2 et SP3 sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau IV-3:Récapitulatif des dimensions des bâches d'eau pour les trois stations

Station de pompage	Q_{maxj} (m^3/j)	Volume de la bâche calculé (m^3)	Volume d'incendie (m^3)	Volume de la bâche normalisé (m^3)	Hauteur optimale d'eau (m)	Diamètre de la bâche (m)
SP1	25056	313.2	120	500	5	12
SP2	25056	313.2	120	500	5	12
SP3	24105.6	301.3	120	500	5	12

IV.8- Les équipements des réservoirs :

Pour accomplir leurs fonctions convenablement, les réservoirs uniques ou compartimentés doivent être équipés :

- D'une conduite d'arrivée ;
- D'une conduite de départ ;
- D'une conduite de vidange ;
- D'une conduite de trop plein ;
- D'un système de matérialisation de la réserve d'incendie ;
- D'une conduite by-pass.

Toutes ces conduites doivent généralement passer par la chambre de manœuvre.

IV.8.1-Conduite d'arrivée :

Il est recommandé d'utiliser un siphon noyé ou par le bas toujours à l'opposé de la conduite de départ pour provoquer le brassage Cette arrivée permet le renouvellement d'eau en provoquant un mélange avec des perturbations et un écoulement par rouleaux.

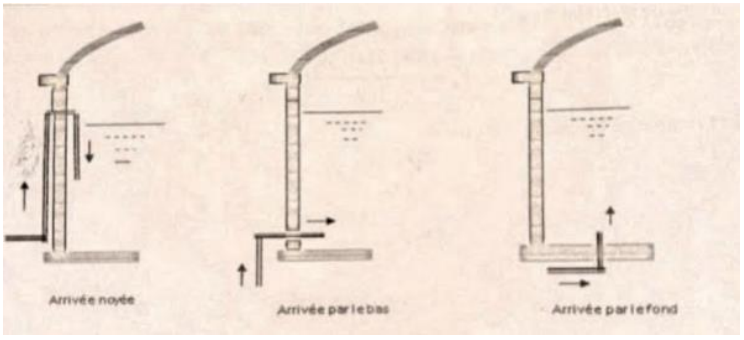


Figure IV-1:types de conduite d'arrivée(Source :Cours KADI.L)

IV.8.2-Conduite de départ

Cette conduite disposée en position opposée par rapport à la conduite d'arrivée, à une distance de quelques centimètres au-dessus du radier (15 à 20 cm), afin de prévenir l'introduction de particules en suspension. Son extrémité est équipée d'une crépine courbée pour prévenir la formation de vortex (l'entrée d'air dans la conduite). De plus, elle est équipée d'une vanne de surpression.

IV.8.3-Conduite de trop plein :

Cette conduite permet d'évacuer l'excès d'eau qui pourrait affluer vers le réservoir dans le cas où une pompe ne s'arrêterait pas. Si le réservoir est divisé en compartiments, chaque cuve doit être pourvue d'une conduite de trop-plein.

IV.8.4-Conduite de vidange :

Elle permet la vidange du réservoir lors d'opérations de maintenance ou de nettoyage. Équipée d'un robinet-vanne, elle est habituellement connectée à la conduite de trop-plein Il est essentiel de nettoyer le robinet-vanne après chaque vidange afin de prévenir l'accumulation de sable, ce qui pourrait entraver sa manœuvrabilité.

IV.8.5-Conduite by-pass :

Elle établit la liaison entre la conduite d'entrée et celle de sortie dans le cas d'un réservoir. Utile pour maintenir l'alimentation du réseau lorque le réservoir est isolé en vue de son entretien.

IV.8.6-Matérialisation de la réserve d'incendie :

C'est une disposition spéciale de la tuyauterie qui permet de stopper l'écoulement une fois le niveau de la réserve d'incendie est atteint. Nous identifions deux types de systèmes : le système à deux prises et le système à évent.

1. Système à deux prises :

Deux conduites émergent du réservoir, l'une débute au niveau de la réserve d'incendie, tandis que l'autre prend son départ depuis le fond de la réserve d'incendie et est équipée d'un robinet-vanne. En utilisant un té, ces conduites se rejoignent dans la chambre de manœuvre. Lorsque le niveau d'eau dans la cuve atteint la hauteur prédéterminée pour la consigne d'incendie, l'alimentation en eau est automatiquement interrompue, préservant ainsi l'intégrité de la réserve d'incendie. Le robinet-vanne mentionné joue un rôle central dans cette préservation de la réserve d'incendie. En cas de renouvellement insuffisant de la réserve d'incendie, l'eau stagnante peut provoquer sa détérioration et des dépôts dans le réservoir.

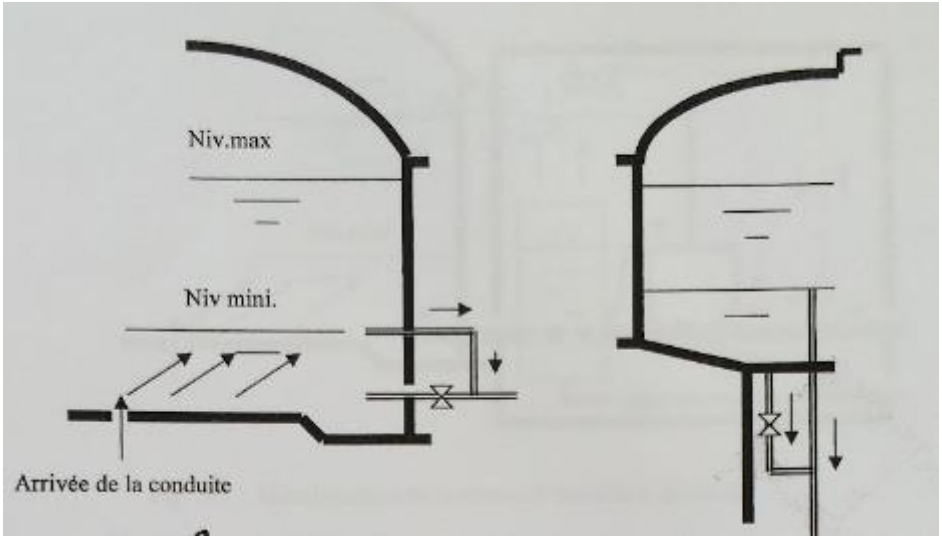


Figure IV-2:Système à deux prises (Source : Cours SALAH.B)

2. Système à siphon :

Une seule conduite sort de la cuve et débite au fond de la réserve d'incendie. Arrivant dans la chambre de manoeuvre, cette conduite est équipée d'un siphon avec un évent et trois robinets-vannes. Le premier robinet se situe avant le siphon, le deuxième à sa sortie et le troisième est placé sur le tronçon de conduite entre les deux extrémités du siphon.
Lorsque le niveau d'eau dans le réservoir atteint le seuil prédéfini pour les interventions contre les incendies, le système se vide par l'évent tout en laissant ouverts le premier et le deuxième

robinet-vanne. Ces deux robinets sont essentiels pour maintenir la réserve d'eau contre les incendies.

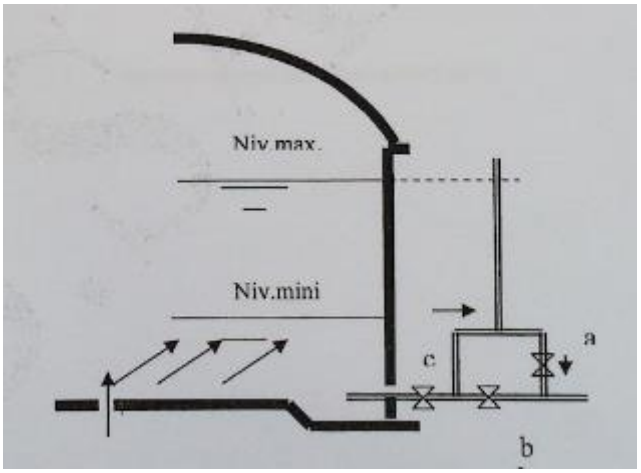


Figure IV-3: système à siphon (Source : Cours SALAH.B)

IV.9- Hygiène et sécurité :

Afin de garantir un fonctionnement optimal des réservoirs, il est essentiel de suivre les normes et les recommandations en matière de gestion des constructions hydrauliques.

IV.9.1-Prescriptions sanitaires

Outre les fonctions mentionnées précédemment, les réservoirs doivent se conformer aux exigences sanitaires suivantes :

-Les ouvrages de stockage doivent être planifiées et opérées de manière à éviter toute rétention prolongée de l'eau d'alimentation.

- Il est impératif de préserver les réservoirs contre toute contamination externe et les élévations importantes de température.

-Ils doivent être aisément accessibles, et leur conception doit permettre une vérification constante de leur étanchéité.

-Ils doivent être équipés d’un dispositif permettant de prélever des échantillons d’eau en amont et immédiatement en aval du réservoir.

- Tous les matériaux constitutifs des réservoirs ne doivent ni se dégrader ni transmettre de goûts ou d'odeurs désagréables à l'eau.

-Après chaque intervention pourrait potentiellement contaminer l'eau stockée dans les réservoirs, et au minimum une fois par an, les réservoirs doivent être vidés, nettoyés, et soumis à une désinfection.

- De plus, les réservoirs à surface libre doivent être équipés d'un dispositif amovible, doté de joints étanches, pour les fermer hermétiquement.

-Les orifices de ventilation sont sécurisés contre l'intrusion d'insectes et de petits animaux grâce à un dispositif adéquat (treillis métallique inoxydable avec des mailles ne dépassant pas un millimètre).

IV.9.2-Recommandations diverses :

-Limiter l'entrée de la lumière naturelle pour réduire les risques de prolifération d'algues.

-Prévenir l'augmentation de la température de l'eau grâce à une isolation thermique adéquate (pente, pare-soleil) pour restreindre l'activité biologique et préserver l'intégrité de la structure contre les microfissures.

-Installer des systèmes de drainage pour gérer les eaux pluviales.

-Assurer un accès aux réservoirs accessible aux véhicules en toute saison.

-Réaliser des travaux de réfection de l'étanchéité extérieure pour prévenir les infiltrations d'eau pouvant contaminer la réserve d'eau.

-Mettre en place une isolation thermique pour maintenir une température interne stable, proche de celle de l'eau stockée.

-Refaire le revêtement de la surface intérieur en contact avec l'eau potable,

-Séparer la réserve d'eau et de la chambre à vannes,

-La modification du système d'aération de la cuve en éliminant les chapeaux d'aération comprenant des bouches murales, des filtres et des conduits d'aération horizontaux.

-Adapter l'accès aux cuves pour faciliter le travail du personnel chargé de l'entretien.

-Le renouvellement des tuyaux et des robinets.

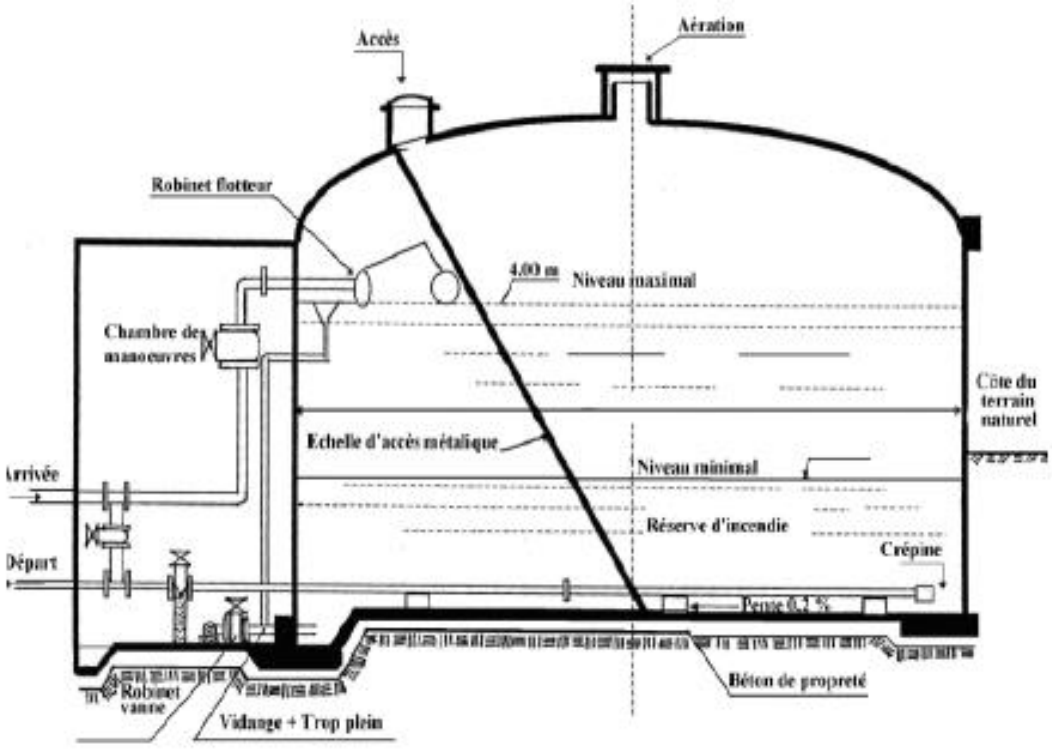


Figure IV-4:Les équipements dans un réservoir (Source : https://fr.slideshare.net/romaJaman/les-rservoirs-et-chateaux-deau-les-coupole-1pdf)

IV.10- Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons vérifié si les volumes du réservoir tampon et les réservoirs de stockage des sept centres sont suffisants pour répondre aux besoins futurs, ainsi que les dimensions des bâches d'eau dans les trois stations de pompage SP1-SP2-SP3.

Le chapitre fournit également une vue d'ensemble sur les réservoirs de stockage, y compris leurs multiples fonctions et les directives en matière d'hygiène.

V-Chapitre V : Etude de pompage

V.1- Introduction :

Les stations de pompage sont des ouvrages très importants permettant de relever l'eau à une altitude supérieure. L'implantation de ces stations est nécessaire lorsqu'il n'y a pas de pente suffisante pour permettre un écoulement gravitaire de l'eau. Ces stations sont spécialement conçues pour abriter les pompes et les moteurs qui les actionnent.
Dans notre étude d'adduction, nous avons projeté trois stations de pompage, dont l'étude fait l'objet du présent chapitre

V.2- Définition de la pompe :

Une pompe est un système d'élévation d'eau, qui permet de transformer l'énergie mécanique en énergie hydraulique composée par le biais de différents organes. La pompe est entrainée par un moteur électrique et peut être à axe : -horizontal -vertical ou oblique.

V.3- Choix du type de pompes :

Les hauteurs manométriques en fonction de débit sont données dans les graphes (courbes caractéristiques) des différents groupes centrifuges, qui permettent de choisir le type de pompe tout en évitant la cavitation.
Les critères de choix du type de pompe sont les suivants :
-Assurer le débit appelé Qapp et la hauteur manométrique totale HMT ;
-Meilleur rendement ;
-Vérifier la condition de non cavitation ;
-Encombrement et poids les plus faibles ;
-Vitesse de rotation la plus élevée ;
-Puissance absorbée minimale ;
-Etre fabriquée en série.
Pour choisir le type de pompe dans notre projet, nous utilisons le logiciel CAPRARI , Il permet une évaluation précise des caractéristiques des différentes pompes en fonction du débit requis et de la hauteur manométrique nécessaire.

V.4- Choix du nombre de pompes :

Le choix du nombre de pompes est basé sur les critères suivants :
-Nombre de pompes n minimal ;
-Meilleur rendement ;
-Charge nette d'aspiration requise (NPSH)r minimale ;
-Puissance absorbée minimale.
-Disponibilité sur le marché.

V.5- Couplage des pompes :

Il existe deux modes de couplage des pompes :

-Le couplage en série : ce type de couplage vise à augmenter la hauteur d'élévation des pompes.

-Le couplage en parallèle : ce type de couplage vise à augmenter le débit refoulé par les pompes.

V.6- Etude des stations de pompage :

Dans notre projet, chaque station de pompage doit refouler un certain débit journalier pendant une durée de 20 heures pour des valeurs de HMT différentes.

V.6.1- Station de pompage SP1 :

Nous enregistrons le nombre, le type et les caractéristiques des pompes pour un débit pompé de 290l/s et une HMT 48.86m dans le tableau 1 :

Tableau V-1:Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre SP1

N	Q appelé (l/s)	HMT appelée (m)	Type de pompe	η (%)	Vitesse (tr/min)	Nombre d'étage	Pabs (KW)	$NPSH_r$ (m)
1	290	48.86	-	-	-	-	-	-
2	141	48.3	E18S64	77.6	2900	2	92	10.2
3	101.1	49.9	E14S50	77.3	2900	2	66	9.81
4	71.66	48.6	E12S55	80	2900	2	45	9.66
5	58.42	49	E12S58	76.1	2900	2	59	7.93

Les informations tirées du tableau indiquent que la variante de trois pompes donne les meilleures performances. On opte pour un nombre de pompes de 03 en plus d'une pompe en secours, ces quatre pompes sont identiques de type **E14S50**.

Les caractéristiques de la pompe et sa courbe caractéristique dont dans la figure 1

caprari
Modena - Italy

COMPANY WITH QUALITY SYSTEM CERTIFIED BY DNV ISO 9001

E14S50/2D + MC890

Caractéristiques requises

Débit	290 l/s
Hauteur de refoulement	48,9 m
Fluide	Eau potable
Température	290 K
Type d'installation	Pompes identiques en parallèle
N.be de pompes	3

Caractéristiques de la pompe

Débit	101 l/s
Hauteur de refoulement	49,9 m
Puissance absorbée	63,9 kW
Rendement	77,3%
Hauteur manométrique H(Q=0)	86,5 m
Orif. de refoulement	200 mm

Caractéristiques moteur

Fréquence	50 Hz
Tension nominale	400 V
Vitesse nominale	2900 1/min
Nombre de pôles	2
Puissance nominale P2	66 kW
Courant nominal	128 A
Type de moteur	3~
Classe d'isolation	Y
Degré de protection	IP 68

Limites opérationnelles

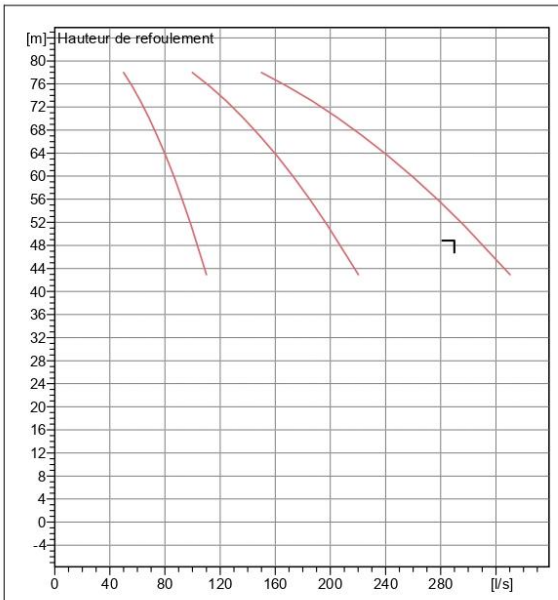
Démarrages / h max.	8
Température maxi. du liquide pompé	
Teneur maximum en matières solides	40 g/m³
Densité max.	998 kg/m³
Viscosité maxi.	1 mm²/s

Caractéristiques générales

Poids	483 kg

Matériaux

CONSTRUCTION POMPE	.
Corps du clapet	Fonte
Clapet	Fonte/Caoutchouc
Corps d'aspiration	Fonte
Corps d'étage	Fonte
Arbre	Acier inox
Roue	Bronze
Bague d'usure	Fonte
Crépine	Acier inox
Gouttière protection câbles	Acier inox
Accouplement	Acier inox
CONSTRUCTION MOTEUR	.
Support supérieur	Fonte
Support inférieur	Fonte
Chemise stator	Acier inox
Arbre	Acier inox
Anneau d'étanchéité	Acier-caoutchouc
Para-sable	Caoutchouc
Bobinage	Cuivre isolé
Butée	Type Michell



Caractéristiques de fonctionnement UNI/ISO 2548/C

Q [l/s]	H [m]	P [kW]	Rend. [%]	NPSH [m]

Dimensions mm

A = 2915
B = 1290
C = 1625
D = 290
DN = 200
E = 191
F = 342
G = 262
H = 260
I = 288
L = 8
M = 18

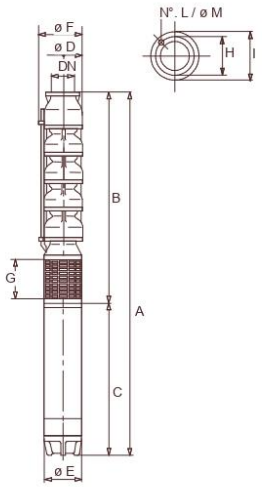


Figure V-1:fiche technique des pompes de la station SP1

V.6.2- Station de pompage SP2 :

Nous enregistrons le nombre, le type et les caractéristiques des pompes pour un débit pompé de 290l/s et une HMT 67.76m dans le tableau 2 :

Tableau V-2:Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre SP2

N	Q appelé (l/s)	HMT appelée (m)	Type de pompe	η (%)	Vitesse (tr/min)	Nombre d'étage	Pabs (KW)	$NPSH_r$ (m)
1	290	67.76	-	-	-	-	-	-
2	150.5	70.1	E18S64	80.2	2900	2	132	10.5
3	98.72	69	E10S64	74.9	2900	2	92	8.87
4	74.87	69.9	E12S55	78.4	2900	2	66	10.2
5	58.25	68	E14S50	77.5	2900	2	59	7.59

Les informations tirées du tableau indiquent que la variante de trois pompes donne les meilleures performances. On opte pour un nombre de pompes de 3 en plus d'une pompe en secours, ces trois pompes sont identiques de type **E10S64**.

Les caractéristiques de la pompe et sa courbe caractéristique dont dans la figure 2.

caprari
Modena - Italy

COMPANY WITH QUALITY SYSTEM CERTIFIED BY DNV ISO 9001

E10S64/3A + M10125

Caractéristiques requises

Débit	290 l/s
Hauteur de refoulement	67,8 m
Fluide	Eau potable
Température	290 K
Type d'installation	Pompes identiques en parallèle
N.be de pompes	3

Caractéristiques de la pompe

Débit	98,7 l/s
Hauteur de refoulement	69 m
Puissance absorbée	88,8 kW
Rendement	74,9%
Hauteur manométrique H(Q=0)	136 m
Orif. de refoulement	150 mm

Caractéristiques moteur

Fréquence	50 Hz
Tension nominale	400 V
Vitesse nominale	2900 1/min
Nombre de pôles	2
Puissance nominale P2	92 kW
Courant nominal	179 A
Type de moteur	3~
Classe d'isolation	Y
Degré de protection	IP 68

Limites opérationnelles

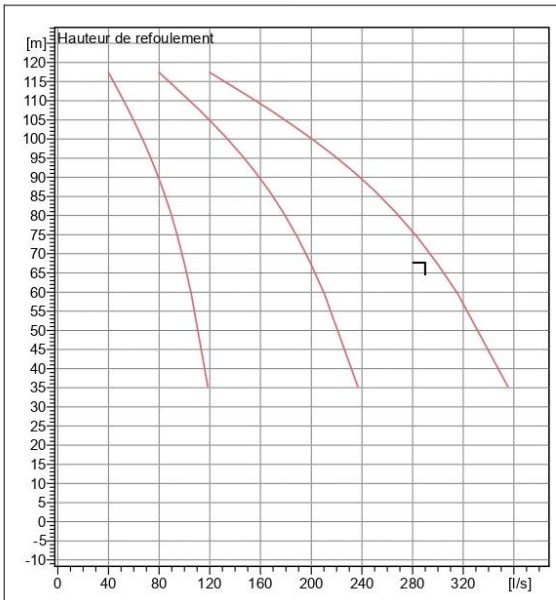
Démarrages / h max.	6
Température maxi. du liquide pompé	
Teneur maximum en matières solides	40 g/m³
Densité max.	998 kg/m³
Viscosité maxi.	1 mm²/s

Caractéristiques générales

Poids	495 kg

Matériaux

CONSTRUCTION POMPE	.
Corps du clapet	Fonte
Clapet	Fonte/Acier inox
Corps d'aspiration	Fonte
Corps d'étage	Fonte
Arbre	Acier inox
Roue	Fonte
Bague d'usure	Caoutchouc
Crépine	Acier inox
Gouttière protection câbles	Acier inox
Accouplement	Acier inox
CONSTRUCTION MOTEUR	.
Support supérieur	Fonte
Support inférieur	Fonte
Chemise stator	Acier inox
Arbre	Acier inox
Anneau d'étanchéité	Acier-caoutchouc
Para-sable	Caoutchouc
Bobinage	Cuivre isolé
Butée	Type Michell



Caractéristiques de fonctionnement UNI/ISO 2548/C

Q [l/s]	H [m]	P [kW]	Rend. [%]	NPSH [m]

Dimensions mm

A = 2575
B = 980
C = 1595
D = 240
DN = 150
E = 242
F = 249
G = 198
H = 206
I = 234
L = 6
M = 16

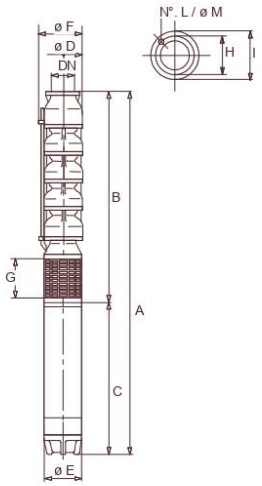


Figure V-2:Fiche technique des pompes de la station SP2

V.6.3- Station de pompage SP3 :

Nous enregistrons le nombre, le type et les caractéristiques des pompes pour un débit pompé de 279l/s et une HMT 137.93m dans le tableau 3 :

Tableau V-3:Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre SP3

N	Q appelé (l/s)	HMT appelée (m)	Type de pompe	η (%)	Vitesse (tr/min)	Nombre d'étage	Pabs (KW)	$NPSH_r$ (m)
1	279	137.93	-	-	-	-	-	-
2	144.3	140	E14S55	78.3	2900	2	280	16.2
3	95.71	140	E12S58	78.8	2900	2	170	8.45
4	75.4	143	E12S58	79.1	2900	2	150	7.95
5	54.26	136	E10S55	78.7	2900	2	92	7.97

Les informations tirées du tableau indiquent que la variante de trois pompes donne les meilleures performances. On opte pour un nombre de pompes de 3 en plus d'une pompe en secours, ces quatre pompes sont identiques de type **E12S58.**

Les caractéristiques de la pompe et sa courbe caractéristique dont dans la figure suivante :

caprari
Modena - Italy

COMPANY WITH QUALITY SYSTEM CERTIFIED BY DNV ISO 9001

E12S58-12/5M + M12230

Caractéristiques requises

Débit	279 l/s
Hauteur de refoulement	138 m
Fluide	Eau potable
Température	290 K
Type d'installation	Pompes identiques en parallèle
N.be de pompes	3

Caractéristiques de la pompe

Débit	95,7 l/s
Hauteur de refoulement	140 m
Puissance absorbée	166 kW
Rendement	78,8%
Hauteur manométrique H(Q=0)	278 m
Orif. de refoulement	150 mm

Caractéristiques moteur

Fréquence	50 Hz
Tension nominale	400 V
Vitesse nominale	2900 1/min
Nombre de pôles	2
Puissance nominale P2	170 kW
Courant nominal	329 A
Type de moteur	3~
Classe d'isolation	Y
Degré de protection	IP 68

Limites opérationnelles

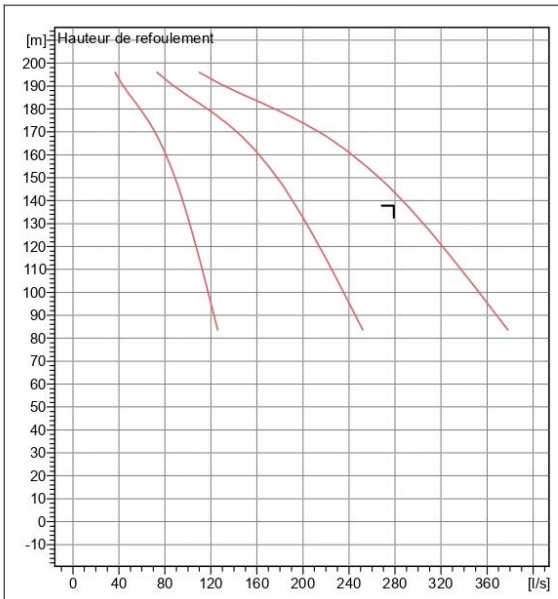
Démarrages / h max.	5
Température maxi. du liquide pompé	
Teneur maximum en matières solides	40 g/m³
Densité max.	998 kg/m³
Viscosité maxi.	1 mm²/s

Caractéristiques générales

Poids	828 kg

Matériaux

CONSTRUCTION POMPE	.
Corps du clapet	Fonte
Clapet	Fonte/Caoutchouc
Corps d'aspiration	Fonte grise
Corps d'étage	Fonte grise
Arbre	Acier inox
Roue	Fonte
Bague d'usure	Acier
Crépine	Acier inox
Gouttière protection câbles	Acier inox
Accouplement	Acier inox
CONSTRUCTION MOTEUR	.
Support supérieur	Fonte
Support inférieur	Fonte
Chemise stator	Acier inox
Arbre	Acier inox
Anneau d'étanchéité	Acier-caoutchouc
Para-sable	Caoutchouc
Bobinage	Cuivre isolé
Butée	Type Michell



Caractéristiques de fonctionnement UNI/ISO 2548/C

Q [l/s]	H [m]	P [kW]	Rend. [%]	NPSH [m]

Dimensions mm

A = 3464
B = 1506
C = 1958
D = 240
DN = 150
E = 290
F = 305
G = 198
H = 206
I = 234
L = 6
M = 16

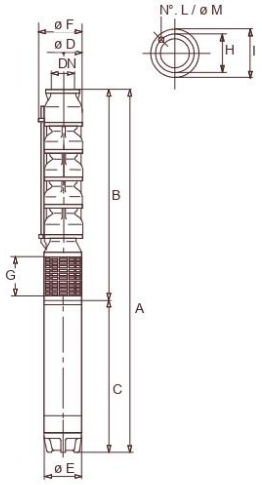


Figure V-3:Fiche technique des pompes de la station SP3

V.7- Point de fonctionnement :

Pour notre cas la détermination du point de fonctionnement nous offre toutes les informations essentielles pour l'installation correcte, le réglage optimal, un meilleur rendement et la prolongation de la durée de vie.

Le point de fonctionnement d'une pompe est l'intersection entre la courbe caractéristique de la pompe installée et en fonctionnement [H-Q] et la courbe caractéristique de la conduite refoulant un débit de la pompe en fonctionnement [Hc-Q].

La courbe caractéristique de la pompe est fournie par le constructeur ou déterminé à partir des essais de pompage tandis que celle de la conduite est établie par l'installateur de la pompe.

Pour que la pompe fonctionne de manière optimale, il est essentiel que le point de fonctionnement se situe dans une zone non cavitationnelle et le débit lui correspondant dans la plage fonctionnement optimale pour obtenir le meilleur rendement.

La pompe fonctionne alors dans les conditions optimales. Cette condition dans la plupart des cas n'est généralement pas satisfaite, c'est pourquoi nous pouvons être contraints d'introduire des modifications dans le fonctionnement ou dans le dimensionnement de la pompe afin de l'adapter à des conditions de marche donnée. Plusieurs solutions peuvent être envisagées à cet effet, notamment la modification de la vitesse de rotation, la modification du temps de pompage, ou le rognage de la roue de la pompe pour ajuster la hauteur et le débit en fonction des besoins.

V.7.1- Courbe caractéristique de la conduite :

La courbe caractéristique de la conduite est une parabole dont l'équation est la suivante :

$$\mathbf{H_c = H_g + \Delta h_t} \qquad \textbf{(V-1)}$$

Avec :

H_g : hauteur géométrique (m)

Δh_t : perte de charge totale occasionnée par la conduite (m)

$$\mathbf{\Delta h_t = 1.1 * \Delta h_p^{lin}} \qquad \textbf{(V-2)}$$

Avec :

Δh_p^{lin} : perte de charge linéaire (m)

$$\Delta h_p^{lin} = \frac{8 * \lambda * Lref * Q2}{\pi^2 * g * Dec^5} \quad \textbf{(V-3)}$$

λ : coefficient de frottement qui est en fonction de la rugosité de la paroi interne de la conduite et du régime d'écoulement, λ = 0,007 (voir chapitre III) ;

L_{ref} : longueur de la conduite de refoulement (m) ;

Q : débit refoulé par la pompe (m^3/s) ;

D_{ec} : diamètre économique de la conduite de refoulement (m) ;

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

a. Pour la conduite de refoulement de la SP1 :

Tableau V-4:Courbe caractéristique de la conduite de refoulement (SP1)

Q (m^3/s)	Longueur de refoulement (m)	Hg (m)	Diamètre Economique (mm)	Δh_p^{lin} (m)	Δh_t (m)	Hc (m)
0.01	4000	38.28	327.4	0.06	0.07	38.35
0.015	4000	38.28	327.4	0.14	0.15	38.43
0.02	4000	38.28	327.4	0.25	0.27	38.56
0.025	4000	38.28	327.4	0.38	0.42	38.70
0.03	4000	38.28	327.4	0.55	0.61	38.89
0.035	4000	38.28	327.4	0.75	0.82	39.11
0.04	4000	38.28	327.4	0.99	1.09	39.37
0.045	4000	38.28	327.4	1.25	1.38	39.66
0.05	4000	38.28	327.4	1.54	1.70	39.97
0.055	4000	38.28	327.4	1.86	2.05	40.33
0.06	4000	38.28	327.4	2.22	2.44	40.72
0.065	4000	38.28	327.4	2.6	2.86	41.14
0.07	4000	38.28	327.4	3.02	3.32	41.60
0.075	4000	38.28	327.4	3.47	3.82	42.10
0.08	4000	38.28	327.4	3.94	4.33	42.61
0.085	4000	38.28	327.4	4.44	4.88	43.16
0.09	4000	38.28	327.4	4.99	5.49	43.77
0.095	4000	38.28	327.4	5.56	6.12	44.40
0.1	4000	38.28	327.4	6.16	6.78	45.06

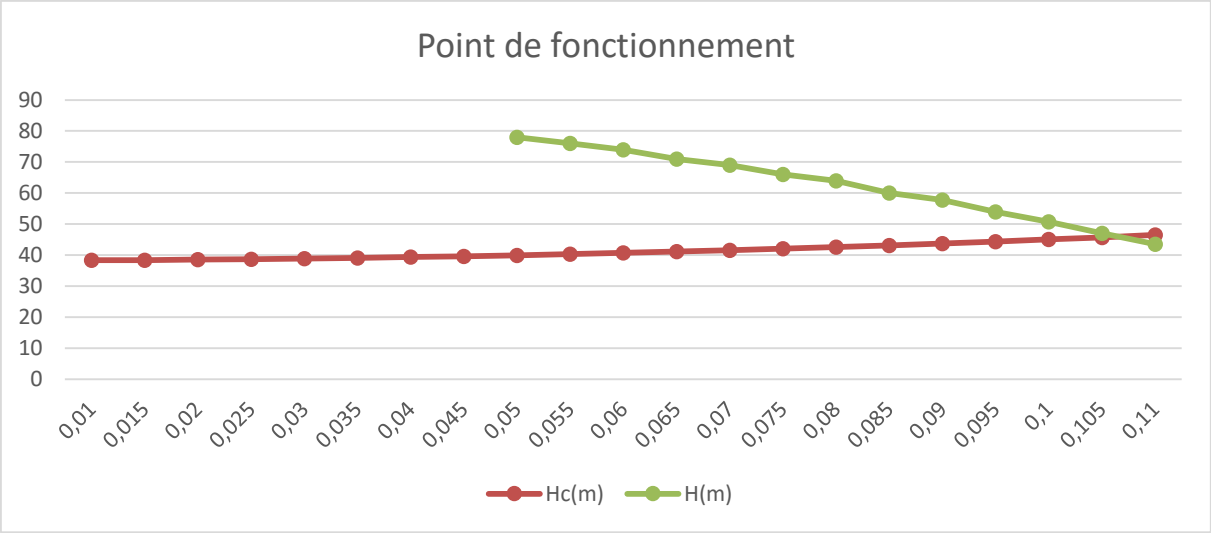


Figure V-4:Point de fonctionnement des pompes de SP1

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

Q_{pf}=107 l/s>Q_{app}=101.1 l/s

Hpf=47 m>Happ=45 m

Le Q_{app} se situe dans l'intervalle (+10%, -10%), aucun réglage n'est nécessaire.

b. Pour la conduite de refoulement de la SP2 :

Tableau V-5:Courbe caractéristique de la conduite de refoulement (SP2)

Q (m^3/s)	Longueur de refoulement (m)	Hg (m)	Diamètre nominal (mm)	Δh_p^{lin} (m)	Δh_t (m)	Hc (m)
0.01	22828	37.08	515.6	0.033	0.036	37.12
0.015	22828	37.08	515.6	0.075	0.08	37.16
0.02	22828	37.08	515.6	0.13	0.14	37.22
0.025	22828	37.08	515.6	0.21	0.23	37.31
0.03	22828	37.08	515.6	0.29	0.32	37.4
0.035	22828	37.08	515.6	0.41	0.45	37.53
0.04	22828	37.08	515.6	0.53	0.58	37.66
0.045	22828	37.08	515.6	0.67	0.74	37.82
0.05	22828	37.08	515.6	0.83	0.91	37.99
0.055	22828	37.08	515.6	1	1.1	38.18
0.06	22828	37.08	515.6	1.19	1.31	38.39
0.065	22828	37.08	515.6	1.4	1.54	38.62
0.07	22828	37.08	515.6	1.62	1.78	38.86
0.075	22828	37.08	515.6	1.87	2.06	39.14
0.08	22828	37.08	515.6	2.12	2.33	39.41
0.085	22828	37.08	515.6	2.39	2.63	39.71
0.09	22828	37.08	515.6	2.68	2.95	40.03
0.095	22828	37.08	515.6	2.99	3.29	40.37
0.1	22828	37.08	515.6	3.31	3.64	40.72

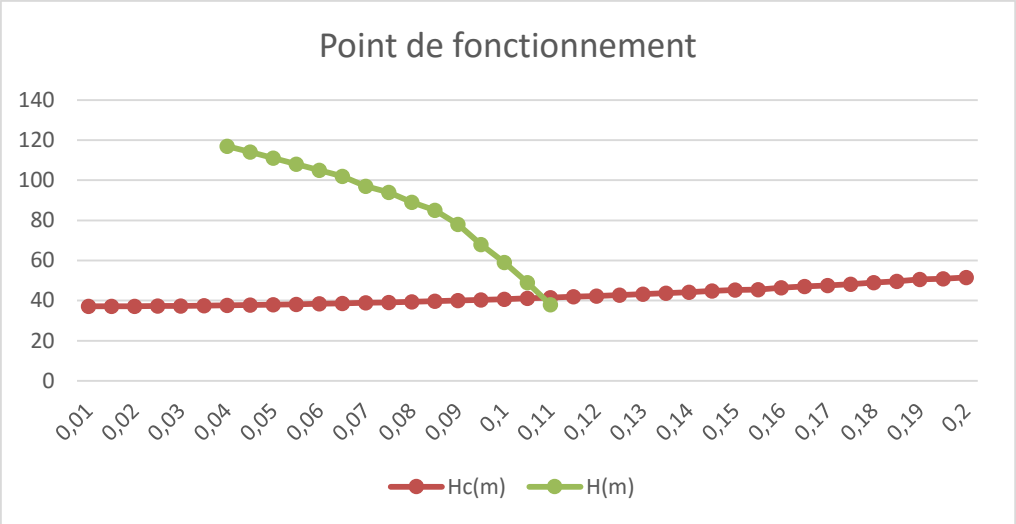


Figure V-5:Point de fonctionnement des pompes de SP2

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

Q_{pf}=107.9 l/s > Q_{app}=98.72 l/s. H_{pf}=40 m > H_{app}= 38m

Le Q_{app} se situe dans l'intervalle (+10%, -10%), aucun réglage n'est nécessaire.

c. Pour la conduite de refoulement de la SP3 :

Tableau V-6:Courbe caractéristique de la conduite de refoulement (SP3)

Q (m^3/s)	Longueur de refoulement (m)	Hg (m)	Diamètre nominal(mm)	Δh_p^{lin} (m)	Δh_t (m)	Hc (m)
0.01	26200	105.34	515.6	0.03	0.04	105.38
0.015	26200	105.34	515.6	0.09	0.1	105.44
0.02	26200	105.34	515.6	0.15	0.16	105.51
0.025	26200	105.34	515.6	0.24	0.26	105.60
0.03	26200	105.34	515.6	0.34	0.37	105.71
0.035	26200	105.34	515.6	0.47	0.52	105.82
0.04	26200	105.34	515.6	0.61	0.67	106.01
0.045	26200	105.34	515.6	0.77	0.85	106.19
0.05	26200	105.34	515.6	0.95	1.05	106.39
0.055	26200	105.34	515.6	1.15	1.26	106.61
0.06	26200	105.34	515.6	1.37	1.51	106.85
0.065	26200	105.34	515.6	1.61	1.77	107.11
0.07	26200	105.34	515.6	1.86	2.05	107.39
0.075	26200	105.34	515.6	2.14	2.35	107.70
0.08	26200	105.34	515.6	2.44	2.68	108.02
0.085	26200	105.34	515.6	2.75	3.03	108.37
0.09	26200	105.34	515.6	3.08	3.39	108.73
0.095	26200	105.34	515.6	3.43	3.77	109.11
0.1	26200	105.34	515.6	3.81	4.19	109.53
0.105	26200	105.34	515.6	4.19	4.61	109.95
0.11	26200	105.34	515.6	4.61	5.07	110.41
0.115	26200	105.34	515.6	5.03	5.53	110.87

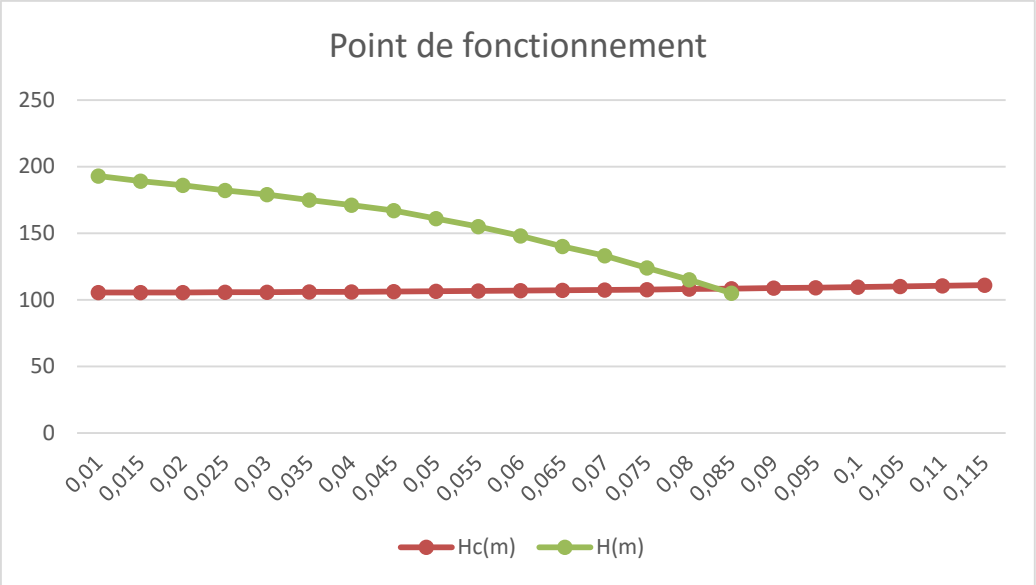


Figure V-6:Point de fonctionnement des pompes de SP3

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

Q_{pf}=87 l/s < Q_{app}=95.71 l/s.

H_{pf}=105 m < H_{app}=109.5 m

Le Q_{app} se situe dans l'intervalle (+10%, -10%), aucun réglage n'est nécessaire.

V.8- Equipement hydraulique en amont et en aval de la pompe :

Les équipements hydrauliques d'une station de pompage se répartissent en deux catégories, à savoir ceux situés en amont et en aval des pompes :

-Les équipements d'aspiration : tels que les grilles, les tulipes d'aspiration, les crépines, les clapets d'aspiration, les clapets à crépine, les collecteurs d'aspiration, les joints, les coudes, les dispositifs anti-vortex, les vannes d'aspiration, les convergents d'aspiration, appareils de protection anti-bélier, circuit d'amorçage de la conduite et de la pompe. Ces équipements se différencient selon que l'aspiration se fait dans une bâche ou sur une conduite ;

-Les équipements de refoulement : cette catégorie comprend les joints, les divergents, clapet anti-retour, les vannes et les appareils divers.

V.8.1- Les équipements en amont : aspiration

L'aspiration des pompes d'une station peut être effectuée faire soit dans une bâche d'aspiration, soit dans une conduite.

Aspiration en bâche : L'eau à élever est stockée dans une bâche ou réservoir d'aspiration, ce réservoir est en communication avec l'atmosphère, et l'aspiration des pompes se réalise alors directement à partir de cette bâche, soit via une courte conduite plongeant dans la bâche qui

amène l'eau à la bride d'aspiration de la pompe, soit par immersion de la pompe dans la bâche.

-Grille : Ces dispositifs ne sont utilisés exclusivement pour le pompage d'eau brute, dans le but d'empêcher l'entrée de particules solides dans les pompes. Elle est placée soit dans le plan de la berge, soit verticalement ou inclinée à 1/3,1/4.

-Tulipe : L'utilisation d'une tulipe dépend essentiellement de la vitesse d'entrée de l'eau dans la conduite d'aspiration. Lorsque cette vitesse reste inférieure à 0,8 m/s, il est envisageable de ne pas avoir de tulipe. Cependant, son utilisation permet de réduire les pertes de charge. Ainsi, il est recommandé d'en installer dès que la vitesse atteint 0,5 m/s.

-Crépine : Tout comme la grille, la crépine sert à empêcher l'entrée de particules solides dans la pompe. Elle doit être entièrement immergée pour éviter les prises d'air (en prévoyant une marge suffisante pour le vortex) et être située à environ 0,5 m du fond du puisard.

-Clapet d'aspiration, clapet a crépine : Un clapet anti-retour positionné sur la conduite d'aspiration empêche le retour d'eau lorsque la pompe est arrêtée. Cela est particulièrement utile si le clapet anti-retour normalement installé au refoulement ne se ferme pas correctement. De plus, ce clapet maintient la colonne d'eau dans la conduite d'aspiration et le corps de la pompe, évitant de devoir réamorcer à chaque fois. Il est possible de combiner ce clapet avec la crépine d'aspiration pour former un clapet à crépine. Cependant, cela entraîne une augmentation des pertes de charge, ce qui doit être pris en considération dans le dimensionnement des conduites d'aspiration.

V.8.2- Les équipements en aval : refoulement

- Joint de raccordement : La conduite de refoulement doit être raccordée à la pompe de façon à ne transmettre aucun effort sur la pompe. Pour cela nous utilisons un joint Gibault ou un similaire.
- Divergent : A la sortie de la pompe, la vitesse de l'eau varie entre 3 et 7 m/s. Afin de maintenir cette vitesse dans une plage de 1,2 à 1,5 m/s dans les conduites de refoulement, l'ajout d'un divergent, tel qu'un cône droit, se révèle nécessaire.
- Clapet de refoulement : Il est placé à la sortie de la pompe, son rôle principal consiste à prévenir tout retour du débit d'eau lorsque la pompe s'arrête. Les clapets les plus utilisés sont les clapets à battant notamment sur des conduites horizontales.
- Vanne de refoulement : La vanne de refoulement se place après la pompe et le clapet anti-retour, et peut assurer plusieurs fonctions. En premier lieu, elle permet d'isoler la pompe lorsqu'il est nécessaire d'effectuer des opérations de maintenance ou de démontage. joue un

rôle essentiel lors du démarrage et de l'arrêt du groupe de pompage pour atténuer les coups de bélier résultant des variations brusques de la vitesse de l'eau dans la conduite de refoulement. Dans cette optique, il est recommandé de suivre la procédure suivante :

− Au moment de la mise en marche du groupe, débuté en mode "barbotage" avant d'ouvrir la vanne de refoulement de manière progressive et lente.

− Lors de l'arrêt du groupe, à fermer la vanne de refoulement progressivement, puis couper l'alimentation du moteur. La vanne de refoulement peut éventuellement servir de dispositif de régulation du débit. Cependant, cette méthode de réglage de débit est assez basique en raison de la perte d'énergie engendrée. Les vannes peuvent être des vannes à opercules ou des vannes papillon, et elles peuvent être actionnées :

- Soit manuellement ;
- Soit par motorisation électrique, pneumatique, et hydraulique.

-Conduite ou collecteur de refoulement : La conduite ou le collecteur de refoulement doit être équipé d'emplacements destinés aux dispositifs de ventouse et vidange. Si des dérivations ou des raccordements de refoulement des pompes sont présents le long de cette conduite ou de ce collecteur, ces raccordements devraient idéalement être disposés en oblique .Le conomètre de refoulement doit être protégé contre les coups de bélier, ce qui nécessite l'installation d'un réservoir dans la conduite.

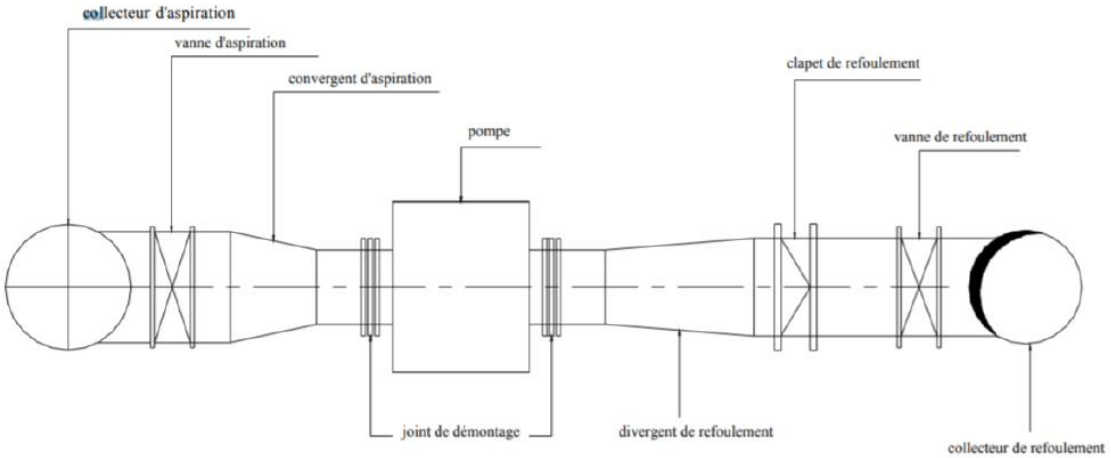


Figure V-7: Équipement hydraulique situé en amont et en aval de la pompe

V.9- Choix du moteur électrique :

V.9.1- Critère de choix du moteur électrique :

Les critères de choix du moteur électrique sont :

-Puissance absorbée minimale ;

-Position de l'arbre de transmission (horizontale ou verticale) ;

-Tension d'alimentation en fonction de la puissance du moteur.

Nous sélectionnons les moteurs appropriés en utilisant le logiciel CAPRARI en tenant compte de la puissance fournie par le fabricant de la pompe et du type de pompe.

V.9.2- Vitesse de rotation du moteur :

La vitesse de rotation du moteur est donnée comme suit :

$$N_m = N_p \pm 200 \text{ tr/mn} \quad \textbf{(V-4)}$$

Où:

N_m : vitesse de rotation du moteur (tr/mn) ;

N_p : vitesse de rotation de la pompe (tr/mn),

N_m (E14S50/2D) = 2900 tr/mn

N_m (E10S64/3A) = 2900 tr/mn

N_m (E12S58-12/5M) = 2900 tr/mn

V.9.3- Puissance fournie par le moteur :

La puissance fournie par le moteur est déterminé en utilisant la formule suivante :

$$P_m = \frac{\varpi * Qapp * HMT * K}{\eta p * \eta acc * \eta m} \quad \textbf{(V-5)}$$

Où :

P_m : puissance du moteur (W) ;

ϖ : poids volumique de l'eau, $\varpi = 9810$ N/m^3 ;

Q_{app} : débit refoulé par une pompe ;

HMT : hauteur manométrique totale minimum ;

η_p : rendement de la pompe ;

η_{acc} : rendement de l'accouplement, $\eta_{acc} = 0{,}93$;

η_m : rendement du moteur, η_m = (12-95) %,

On prend : η_m =90 %.

K : coefficient correcteur, il est fonction de la puissance de la pompe.

Tableau V-7:Coefficient de correction en fonction de la puissance

P_{abs} (KW)	1-2	2-10	10-50	50-100	100-200	>200
K	2	2-1.3	1.3-1.2	1.2-1.1	1.1-1.05	1.05

Les résultats obtenus pour notre étude sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V-8:La puissance de moteur de chaque type de pompe

Type de pompe:	(E14S50/2D)	(E10S64/3A)	(E12S58-12/5M)
P_{abs} (KW)	66	92	170
K	1.18	1.12	1.06
HMT	49.9	69	140
P_m(KW)	90.61	119.38	211.25

V.9.4- Caractéristique du moteur :

Les caractéristiques du moteur de chaque pompe sont déterminées à l'aide de logiciel CAPRARI. (Les caractéristiques sont en fiche technique) voir les figures (V.1, V.2, V.3).

V.10- Conclusion

Au cours de ce chapitre nous avons pu déterminer les caractéristiques des pompes qui conviennent à notre projet, et nous avons présenté la procédure de sélection des pompes qui s'est faite à partir de logiciel CAPRARI : des pompes immergées pour les trois stations de pompage. Ces pompes seront entrainées par des moteurs électriques triphasés de même marque, afin d'assurer leurs bons fonctionnements.

VI- Chapitre VI: Protection des conduites contre le coup de bélier

VI.1- Introduction :

Le système de transport de l'eau est vulnérable aux phénomènes transitoires qui peuvent entraîner des dommages considérables. Ainsi, il est essentiel de mettre en place des mesures de protection des conduites pour prévenir ces incidences néfastes.

VI.2- Généralités sur le coup de bélier :

a. Définition :

Le coup de bélier représente une oscillation transitoire qui se produit dans les conduites en charge, qu'elles soient en gravité ou en refoulement.

Ce phénomène survient lorsqu'il y a une brusque modification de la vitesse du liquide. Tout changement rapide dans le régime d'écoulement au sein d'une conduite en charge déclenche des oscillations de la pression, alternant entre surpressions et dépressions.

Ce choc intense est souvent accompagné d'un son distinctif et peut potentiellement endommager la conduite, en particulier dans les installations volumineuses, en raison de la grande quantité d'eau en mouvement. Une solution efficace consiste à installer un dispositif anti-bélier.

b. Causes du coup de bélier :

- L'ouverture subite ou la fermeture des vannes dans les conduites en charge à écoulement gravitaire.
- Le démarrage ou l'arrêt des pompes dans les conduites en charge en mode refoulement.
- Le remplissage ou la vidange d'un système d'alimentation en eau potable.
- L'ajustement de la vitesse d'un moteur de pompe.
- Cependant, l'événement le plus courant déclenchant le coup de bélier est la coupure de l'alimentation électrique dans une station de pompage.

c. **risques dus aux coups de bélier :**

- Hautes pressions : En cas de dépassement du PMA (Pression Maximale Admissible) de la conduite par la somme de la surpression et de la pression initiale, cela peut entraîner des fissures dans la conduite et la rupture des joints.
- Pressions négatives : Les pressions négatives peuvent survenir suite à une forte pression ou à l'arrêt brusque de la pompe. Si la pression chute en dessous de -10 m.c.e, cela peut provoquer l'implosion de la conduite, l'aspiration des joints et le décollement de la couche interne de protection.
-Fatigue de la conduite : L’alternance des surpressions et des dépressions provoque la fatigue de la conduite.

d. description du coup de bélier :

Lorsqu'un arrêt brusque ou instantané d'une pompe se produit, on peut distinguer quatre phases :

Phase 01 : Une onde de dépression commence à se former au point de départ de la pompe et se propage en direction du réservoir à une vitesse désignée par "c". Si la distance entre la pompe et le réservoir est "L", alors le temps nécessaire à cette onde pour atteindre le réservoir est égal à L/c. Au bout de ce temps, la conduite se retrouve en dépression sur toute sa longueur.

Phase 02 : En raison de son élasticité, la conduite commence progressivement à retrouver son diamètre initial. L'eau commence alors à revenir dans la conduite, et au bout d'un nouveau laps de temps de L/c, soit 2L/c depuis le début du phénomène, toute l'eau est revenue, mais elle se trouve bloquée par le clapet de la pompe qui s'est fermé.

Phase 03 : En conséquence de cette fermeture, la première portion de la conduite en contact avec le clapet se trouve comprimée, provoquant ainsi une expansion de la conduite. Au bout d'un nouveau laps de temps de L/c, soit 3L/c depuis le début, l'ensemble de la conduite est dilaté avec une eau en surpression, mais immobile.

Phase 04 : Grâce à l'élasticité de la conduite celle-ci agissant à la manière d'un ressort reprend de proche en proche à partir du réservoir et en allant vers la pompe, son diamètre primitif. Les tranches d'eau successives reprenant leurs dimensions premières au bout d'un nouveau temps L/c c'est-à-dire à **4L/c** depuis l'origine nous nous retrouvons dans la même situation qu'au moment de l'arrêt brusque de la pompe. La période du mouvement est donc 4L/c.

VI.3- Protection de la conduite gravitaire contre le coup de bélier :

Les effets du coup de bélier affectent à la fois les conduites gravitaires et les conduites en refoulement, sauf que dans le cas des conduites en refoulement, le phénomène commence par une surpression et se termine par une dépression.

Pour protéger une conduite gravitaire contre les effets du coup de bélier, il est essentiel d'étudier la manière dont la vanne se referme sur cette conduite.

Les conduites sont reliées en amont par des réservoirs de relais, tandis qu'en aval, elles sont équipées de vannes de fermeture lente.

La vitesse de propagation de l'onde élastique, appelée célérité (c), dépend du fluide transporté (en l'occurrence de l'eau) ainsi que des caractéristiques de la conduite (comme le diamètre, l'épaisseur) et du type de sol. Dans le cas d'une conduite indéformable, c correspond à la vitesse de propagation du son dans l'eau, qui est d'environ 1400 m/s. Toutefois, lorsque l'on prend en compte la déformation de la conduite, cette vitesse de propagation diminue. Elle est calculée à l'aide de la formule développée par Salah.B, qui tient compte de l'effet du sol sur la conduite. La célérité d'onde est calculée à l'aide de la formule 1 pour les conduites enterrées :

$$\mathbf{C} = \frac{\sqrt{\frac{K}{\rho}}}{\sqrt{1+\frac{K*2*a*(1-Vm^2)*(1-Vs)}{(1-Vm^2)*a*Es+Em*em*(1-Vs)}}} \qquad \textbf{(VI-1)}$$

Avec :

C : célérité d'onde en (m/s) ;

K : Coefficient d'élasticité de l'eau, $K=2.07*10^9$ pascal ;

ρ : Masse volumique de l'eau , ρ =1000 kg/m3 ;

E_m : Module de young du matériau de la conduite, $E_m=1*10^9$ pascal ;

E_s : Module de young du sol, $Es=2*10^8$ pascal ;

V_m : Coefficient de poisson du matériau, V_m=0.46 (PEHD);

V_s : Coefficient de poisson de sol entourant la conduite, V_s=0.33 ;

e_m : Epaisseur de la conduite (m) ;

a : rayon intérieure de la conduite (m).

Le temps de retour de l'onde de déformation est régi par la formule :

$$\mathbf{t_r} = \frac{2*L}{C} \qquad \textbf{(VI-2)}$$

t_r : temps d'aller-retour de l'onde de déformation (s) ;

L : longueur de la conduite (m).

Application :

Tableau VI-1:La célérité d'onde et le temps de retour de l'onde de déformation et la valeur du coup de belier des différents tronçons d'adduction

Conduite	D(mm)	e(mm)	L(m)	C (m/s)	t_r (s)	b(m)
RT-Frenda	327.4	0.0363	7200	504.26	28.56	66.31
SP3-Medrissa	257.8	0.0286	14200	504.32	56.31	53.98

SP3-Sidi Abd	163.6	0.0182	14300	504.62	56.68	50.92
SP3-Kermes	257.8	28.6	530	504.32	2.10	61.69
SP3-Rosfa	163.6	18.2	30200	504.62	119.69	50.92
RT-Tousnina	130.8	14.6	24200	504.98	95.85	38.09

Afin de protéger les conduites gravitaires contre le coup de bélier, on prévoit des vannes à fermeture qui doivent être manœuvrées lentement et prudemment, avec un temps de fermeture qui dépasse les 127s..

VI.4- Protection de la conduite de refoulement contre le coup de bélier :

Ils existent différents moyens de protection des installations contre le coup de bélier :

a-Réservoir d'air : Une réserve d'eau accumulée sous pression dans une capacité métallique, située immédiatement après le clapet, permet de maintenir l'alimentation continue de la veine liquide après la disjonction du groupe. Cette capacité contient à la fois de l'eau et de l'air. Ce dispositif, le plus simple, assure la protection des installations aussi bien contre les surpressions que les dépressions.

b-Cheminée d'équilibre : Au lieu d'utiliser un réservoir d'air sous pression, il est possible d'installer une cheminée d'équilibre en amont de la station de pompage. Cette cheminée remplit la même fonction que le réservoir d'air, mais dans le cas de refoulement sur des hauteurs considérables, elle peut nécessiter des ouvrages de grande hauteur.

c-Soupape de décharge : Ces dispositifs impliquent l'utilisation d'un organe mécanique, généralement un ressort à boudin, qui, lorsqu'il est comprimé en conditions de fonctionnement normales, bloque un orifice placé sur la conduite à protéger, là où la surpression à craindre est la plus élevée. En cas de surpression, la soupape s'ouvre pour permettre le retour du débit de la conduite à une valeur acceptable. Il est important de prévoir une évacuation extérieure pour l'eau libérée.

d-Volant d'inertie : Fixé sur l'arbre du groupe de pompage, le volant d'inertie assure l'alimentation de la veine liquide même lorsque le moteur de la pompe s'arrête, grâce à l'énergie accumulée pendant le fonctionnement normal. Le volant restitue cette énergie au moment de la coupure, prolongeant ainsi le temps d'arrêt de l'ensemble et réduisant l'impact du coup de bélier. Toutefois, lors du démarrage, le groupe électropompe avec le volant d'inertie consomme davantage d'énergie.

Dans notre projet, nous préconisons l'utilisation d'un réservoir d'air comme moyen de protection des installations.

VI.4.1-Calcul des réservoirs d'air :

Le calcul du réservoir d'air nous permet de déterminer les valeurs maximales de surpression et de dépression dans les conduites de refoulement , ainsi que le volume du réservoir d'air.

En termes de méthodes de calcul, il existe deux approches distinctes :

-Méthode de Vibert : La méthode de Vibert est particulièrement adaptée aux petites installations et produit généralement des résultats précis, Cependant, pour les installations de plus grande envergure, elle peut conduire à des volumes de réservoir d'air excessivement importants.

-Méthode de Puech et Meunier : La méthode de Puech et Meunier est la plus répandue, elle donne de bons résultats que ça soit pour les petites ou pour les grandes installations.

VI.4.2-Dimensionnement des réservoirs d'air :

a. Tronçon SP2-Madna

Pour ce tronçon, nous utilisons la méthode de Vibert.

La célérité d'onde est calculée à l'aide de la formule de Salah :

$$C = \frac{\sqrt{\frac{K}{\rho}}}{\sqrt{1+\frac{K*2*a*(1-Vm^2)*(1-Vs)}{(1-Vm^2)*a*Es+Em*em*(1-Vs)}}}$$

La charge tenant compte du coup de bélier :

$$\mathbf{Z = H_g + \frac{C*V0}{g}} \qquad \textbf{(VI-3)}$$

V_0: vitesse moyenne de refoulement en (m/s) ;

g: l'accélération de pesanteur.

La charge statique absolue: $Z_0 = H_g + 10$

La charge maximale absolue:

$$\mathbf{Z_{max} = Z_0 + \frac{C*V0}{g}} \qquad \textbf{(VI-4)}$$

D'où : $\frac{Zmax}{Z0}$

$h_0 = \frac{V0^2}{2g}$ -> $\frac{h0}{Z0}$

=> Abaque de VIBERT => $\frac{U0}{LS}$; $\frac{Zmin}{Z0}$ (voir annexe 20)

$U_0 * Z_0 = U_{max} * Z_{min} => U_{max} = \frac{U0}{\frac{Zmin}{Z0}}$

U_{max}: volume du réservoir d'air.

Les caractéristiques de l'adduction de refoulement sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau VI-2:Les caractéristiques des différents tronçons de l'adduction de refoulement

Conduite	Type de matériau	D (mm)	S (m^2)	V (m/s)	L (m)	Hg (m)
SP2-Madna	PEHD	200	0.02	0.53	40	20

- Calcul de la célérité d'onde C :

Les résultats trouvés pour le calcul de la célérité d'onde C sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau VI-3:Calcul de célérité d'onde des différents tronçons de l'adduction de refoulement

Conduite	K (Pa) ($*10^9$)	ρ (Kg/m^3)	a (m)	V_m	V_s	E_s (Pa) ($*10^8$)	E_m (Pa) ($*10^9$)	e_m (m)	C (m/s)
SP2-Madna	2.07	1000	0.0818	0.46	0.33	2	1	0.0182	504.62

- Calcul des capacités des différents réservoirs d'air :

$G = 9.81 m/s^2$

Tableau VI-4:Calcul de volume des différents réservoirs d'air de l'adduction de refoulement I

Conduite	Z_0 (m)	Z_{max} (m)	V_0 (m/s)	$\frac{Zmax}{Z0}$	h_0(m)	h_0/z_0 ($*10^{-3}$)	$U_0/L*S$ ($x10^{-2}$)	Z_{min}/Z_0	U_0 (m_3)	U_{max} (m_3)	V (m_3)
SP2-Madna	30	57.26	0.53	1.90	0.01	0.47	3	0.58	0.024	0.041	0.049

$$V=20\%U_{max}+ U_{max} \quad \text{(VI-5)}$$

b. Tronçons : F1-2-SP1 /F3-4-5-SP1 /SP1-SP2 /SP2-SP3 /SP3-RT

Nous appliquons la méthode de Puech et Meunier :

- **Cas de dépression :**

Pour calculer le volume du réservoir d'air U0, il est nécessaire de se référer aux abaques de Peuch et Meunier (annexe 21) qui utilisent trois nombres adimensionnels suivants :

$$\mathbf{K} = \frac{Habs - H0}{H0} \quad \textbf{(VI-6)}$$

K : qui caractérise les pertes de charge ,

$$\mathbf{A} = \frac{C * V0}{g * H0} \quad \textbf{(VI-7)}$$

A : qui caractérise la conduite de refoulement,

$$\mathbf{B} = \frac{V0^2}{g * Habs} \frac{LS}{U0} \quad \textbf{(VI-8)}$$

B : qui caractérise le volume d'air du réservoir anti-bélier.

Avec :

c : célérité d'onde de coup de bélier,

V_0 : vitesse d'écoulement en régime permanent,

H_0 : pression statique absolue,

$$\mathbf{H_0 = Hg + 10} \quad \textbf{(VI-9)}$$

H_{abs} : pression de service absolue,

$$\mathbf{H_{abs} = Hg + 10 + \Delta h} \quad \textbf{(VI-10)}$$

Δh : pertes de charge,

L: longueur de la conduite,

S : section de la conduite.

La méthode peut être résumée en suivant ces étapes:

1- Calculer la célérité d'onde c et la vitesse d'écoulement en régime permanent V_0.

2- Calculer les paramètres A et K,

3- Tracer le profil en long de la conduite de refoulement, comme suit :

Tableau VI-5:Méthode de calcul du profil en long général de la conduite

Z (m)	Z0	Z1	Z2	Z3	Z4
X	0	X1	X2	X3	X4
$\frac{\Delta z + 10}{Hg + 10}$	$\frac{z0 - z0 + 10}{Hg + 10}$	$\frac{z1 - z0 + 10}{Hg + 10}$	$\frac{z2 - z0 + 10}{Hg + 10}$	$\frac{z3 - z0 + 10}{Hg + 10}$	$\frac{z4 - z0 + 10}{Hg + 10}$
$\frac{x}{L}$	$\frac{x}{L} = 0$	$\frac{x1}{L}$	$\frac{x2}{L}$	$\frac{x3}{L}$	$\frac{x4}{L}$

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.

4- Ayant calculé K et A, nous superposons la famille de courbes B au profil en long. Nous choisirons la courbe qui laisse au moins une sécurité de 3 m de pression absolue au-dessus du point le plus défavorable du profil ; la valeur de B permet de calculer U_0.

5- Calculer U_0,

$$\mathbf{U_0}= \frac{V0^2}{g*Habs}\frac{LS}{B} \quad \textbf{(VI-11)}$$

6- 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

$$\mathbf{U_{max}}= U0\left(\frac{Habs}{Pmin}\right)^{1/1.2} \quad \textbf{(VI-12)}$$

Ce volume est majoré de 20 à 30%, pour assurer un certain volume d'eau dans le réservoir. Le volume réel du réservoir d'air anti bélier sera donc :

$$\mathbf{U_{réel} = (1,2 \text{ à } 1,3)\ U_{max}} \quad \textbf{(VI-13)}$$

Les profils en long des différentes conduites sont dans les tableaux suivants :

Tableau VI-6:Profil en long de la conduite SP1-SP2

Z (m)	1043	1050	1066.5	1079.66
X	0	0.43L	0.79L	L
$\frac{\Delta z + 10}{Hg + 10}$	0.21	0.36	0.71	1
$\frac{x}{L}$	0	0.43	0.79	1

Tableau VI-7:Profil en long de la conduite F1-2 SP1

Z (m)	1005	1017	1025	1042.58
X	0	0.375L	0.75L	L
$\frac{\Delta z + 10}{Hg + 10}$	0.2	0.46	0.62	1
$\frac{x}{L}$	0	0.375	0.75	1

Tableau VI-8:Profil en long de la conduite F3-4-5 SP1

Z (m)	1004	1020.5	1033	1042.58
X	0	0.25L	0.625L	L
$\frac{\Delta z + 10}{Hg + 10}$	0.21	0.55	0.81	1

$\frac{x}{L}$	0	0.25	0.625	1

Tableau VI-9:Profil en long de la conduite SP3-RT

Z (m)	1185	1199	1209	1228
X	0	0.31L	0.56L	L
$\frac{\Delta z + 10}{Hg + 10}$	0.24	0.58	0.82	1
$\frac{x}{L}$	0	0.31	0.56	1

Tableau VI-10:Profil en long de la conduite SP2-SP3

Z (m)	1079	1095	1150	1185
X	0	0.46L	0.60L	L
$\frac{\Delta z + 10}{Hg + 10}$	0.086	0.23	0.70	1
$\frac{x}{L}$	0	0.46	0.60	1

Le calcul des volumes des réservoirs d'air pour toutes les conduites est présenté dans le tableau suivant :

Tableau VI-11:Récapitulatif des calculs par la méthode Peutch et Meunier pour toutes les conduites

Conduite	V_0 (m/s)	H_0(m)	C(m/s)	H_{abs} (m)	A	K	B	D (mm)	S (m^2)	L(m)	U_0 (m^3)	P_{min} (m)	U_{max} (m^3)	U_{reel} (m^3)
SP1-SP2	1.39	47.08	497.24	77.76	1.5	0.65	1	515.6	0.21	22828	12.06	32.96	24.60	29.52
$F_{1\text{-}2}$-SP1	1.48	48.28	504.26	58.86	1.5	0.21	1	327.4	0.084	4000	1.27	30.42	2.20	2.64
$F_{3\text{-}4\text{-}5}$-SP1	1.25	47.9	504.33	53.94	1.3	0.12	0.2	409	0.13	4000	7.75	38.32	10.29	12.35
SP3-RT	1.41	41.23	504.26	66.64	1.7	0.6	0.4	327.4	0.084	10600	6.76	32.98	12.12	14.54
SP2-SP3	1.33	115.34	497.24	147.93	0.5	0.2	0.4	515.6	0.21	26200	16.66	80.74	27.54	33.05

- **Cas de surpression : dimensionnement de diaphragme :**

Afin de déterminer le diamètre du diaphragme, nous utilisons la méthode de Dubin et Gueneau, Avec l'utilisation d'un abaque, composé d'un ensemble de courbes A et B en fonction des paramètres $\alpha\frac{V0^2}{H0}$ et $\frac{Pmax}{H0}$ (annexe22).

Où

$$\alpha = \frac{1}{2g}\left[\frac{D^2}{0.6d^2} - 1\right]^2 \quad \textbf{(VI-14)}$$

Avec :

D : Diamètre de la conduite,

d : Diamètre de diaphragme,

α : coefficient de perte de charge.

Tableau VI-12:Récapitulatif des calculs de surpression pour toutes les conduites

Conduite	$\alpha\frac{V0^2}{H0}$	α	$\frac{Pmax}{H0}$	P_{max} (m)	d (mm)
SP1-SP2	2.5	60.91	1.18	55.55	111
$F_{1\text{-}2}$-SP1	4.3	94.78	1.13	54.56	63
$F_{3\text{-}4\text{-}5}$-SP1	3	91.97	1.03	49.34	80
SP3-RT	5	103.69	1.04	42.88	62
SP2-SP3	1.5	97.80	1.23	141.87	100

VI.5- Conclusion :

Dans ce chapitre, une analyse de la protection contre le phénomène du coup de bélier a été effectuée en utilisant à la fois la méthode de Vibert et celle de Peuch et Meunier. Elles ont mené à la nécessité d'installer des réservoirs anti bélier ayant différents volumes calculés. Nous avons aussi dimensionné les ouvrages d'étranglement (diaphragmes) permettant de créer une perte de charge pour réduire la valeur de la surpression.

VII- Chapitre VII : Pose de canalisation et accessoires.

VII.1- Introduction :

Une canalisation a pour fonction de transporter un débit souhaité tout en supportant diverses contraintes telles que la surpression, la dépression, le poids de l'eau et celui du terrain. L'objectif de ce chapitre est de décrire les étapes requises pour l'installation des canalisations, les critères de sélection appropriés pour assurer une réalisation efficace, ainsi que les divers accessoires intégrés dans le réseau.

VII.2- Pose de canalisation :

VII.2.1- Principe de la pose de canalisation :

Les conduites sont généralement installées en tranchée, sauf dans certains cas où elles peuvent être placées en surface, à condition d'être protégées. Le principe de l'installation de la canalisation reste essentiellement le même, mais la méthode de pose varie en fonction des caractéristiques du terrain, dans le but de minimiser les effets des diverses contraintes qui peuvent affecter la conduite.

Le choix du type de pose des conduites dépend de la topographie du terrain, et plusieurs méthodes de pose sont utilisées, notamment :

-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.

VII.2.1.1- Pose en terre :

Lors de la pose en terre des tuyaux pour garantir leur disposition optimale, une tranchée de largeur appropriée est creusée, et des niches sont aménagées pour faciliter les opérations de jonction. Cette procédure se déroule de manière séquentielle, en installant les tuyaux en rangées bien alignées et de manière parfaitement nivelée, en commençant par les points les plus élevés. L'objectif de l'enfouissement des canalisations est de les protéger contre les dommages extérieurs, de maintenir la fraîcheur de l'eau et de la mettre à l'abri du gel.

VII.2.1.2- Pose en mauvais terrains :

Lorsqu'il est nécessaire de poser une conduite dans des terrains difficiles, comme des terrains marécageux, il peut être recommandé de couler une dalle en béton armé au fond de la

tranchée. Cette mesure vise à prévenir les affaissements ou le décalage des joints, ce qui pourrait endommager la conduite.

VII.2.1.3- Pose en galerie :

La pose des conduites en galerie présente deux avantages significatifs : elle simplifie leur surveillance, prévient les tassements de terrain en cas de fuite, et évite la nécessité d'ouvrir la chaussée pour des réparations ou des remplacements ultérieurs. Ce mode de pose est couramment utilisé dans les villes ou agglomérations qui disposent déjà de galeries souterraines spéciales (comme les égouts, les caniveaux ou les galeries visitables). Les conduites sont installées sur des consoles en fonte d'aluminium fixées aux murs pour les petits diamètres, tandis que pour les diamètres plus importants, elles reposent sur des tasseaux dans des galeries spéciales, à l'abri de l'humidité.

VII.2.1.4- Pose en pente :

Lorsque la pente d'une canalisation dépasse un certain seuil (25 %), les frottements entre la canalisation et les sols ne sont plus suffisants pour maintenir la stabilité de la conduite. Dans ce cas, il est nécessaire de contrebalancer la composante axiale due à la gravité en utilisant des butées d'ancrage ou des joints verrouillés, voire en combinant ces deux techniques. Une fois le remblai effectué, il convient de procéder au nivellement en étalant les monticules de terre, suivi d'une opération de compactage pour augmenter la densité des sols et ainsi prévenir le tassement ultérieur.

VII.2.1.5- Traversée de rivière :

La pose d'une canalisation à travers une rivière nécessite des travaux de renforcement en fonction de l'état de la traversée et de l'importance de l'adduction. Deux scénarios peuvent se présenter :

Premier cas : Si un pont routier existant peut également supporter la conduite d'adduction, cette dernière sera installée sur le pont routier existant.

Deuxième cas : En l'absence d'un pont routier existant, la canalisation pourra suivre le lit de la rivière et sera posée sur des ouvrages spéciaux conçus à cet effet.

VII.2.2- Les actions reçues par les conduites :

Les conduites enterrées sont exposées à plusieurs types d'actions, notamment :

- La pression verticale exercée par le remblai.
- La pression résultant des charges roulantes.
- La pression résultant des charges permanentes de la surface.
- La pression hydrostatique extérieure due à la présence éventuelle d'une nappe phréatique.

- Le tassement différentiel du terrain.
- L'action des racines d'arbres.

VII.2.3- Réalisation des fouilles :

a- Tracé :

Le tracé de la canalisation doit correspondre à celui qui a été défini lors de l'étude du projet. Le choix du matériau de construction revêt une grande importance. En effet, le polyéthylène haute densité (PEHD) que nous avons sélectionné pour la mise en œuvre de notre projet offre une résistance exceptionnelle à toutes les contraintes et s'adapte parfaitement à la topographie de notre terrain.

b- Longueur de la tranchée :

La longueur de la tranchée correspond toujours à celle de la conduite d'adduction, et dès qu'il y a un changement de diamètre, les dimensions de la tranchée changent également.

$L_{tranchée}=L_{adduction}$

c- Largeur de la tranchée :

La largeur de la tranchée doit être au minimum de 0,60 m afin de faciliter les travaux. Elle dépend du diamètre de la conduite, en laissant 0,25 m d'espace de part et d'autre de la conduite. Elle est calculée par : $B = D + 2\times e$

B : largeur de la tranchée (m).

D : diamètre de la conduite (m).

e : espacement = 20 cm.

d- La profondeur de la tranchée :

La profondeur de la tranchée est généralement déterminée telle que la génératrice supérieure des canalisations se trouve au minimum à une profondeur qui permet de maintenir la canalisation hors gel. D'une manière générale, la profondeur minimale recommandée est de 0,8 m par rapport à la génératrice supérieure pour les canalisations d'adduction d'eau.

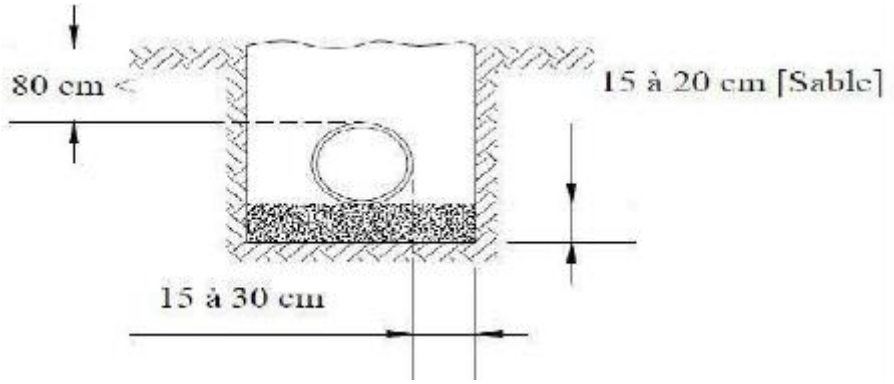


Figure VII-1:Profondeur de tranchée

e- Lit de pose :

Un lit de pose d'une épaisseur variant entre 10 et 20 centimètres doit être réparti uniformément sur le fond de la tranchée, et ce fond doit être minutieusement nivelé sur toute sa longueur.

f- Aménagement du lit de pose :

Avant de procéder à la pose des conduites, nous effectuerons les opérations suivantes :

- Nous enlèverons les grosses pierres des déblais qui se trouvent sur les côtés de la tranchée afin de prévenir tout risque de chute accidentelle sur la canalisation une fois qu'elle sera installée.
- Nous nivellerons méticuleusement le fond de la tranchée de manière à garantir une pression constante entre les points prévus pour le changement de pente.

VII.2.4- La mise en tranchée :

Avant d'entamer l'installation des conduites, une inspection préalable est impérative pour éliminer celles présentant des signes de dégradation. Toutefois, il est crucial de respecter les consignes suivantes :

- Chaque conduite doit être positionnée avec une légère inclinaison, de manière à créer des points bas pour la vidange et des points hauts permettant l'évacuation de l'air qui peut s'accumuler lors du remplissage ou du fonctionnement de la conduite.
- Les canalisations doivent être disposées dans la tranchée en tenant compte de leur propre poids.
- Chaque élément de la conduite doit être déposé soigneusement dans la tranchée et aligné avec l'élément précédemment installé.
- Il est primordial de nettoyer le fond de la tranchée avant d'y placer chaque conduite.
- Lors de chaque interruption des travaux, les extrémités des tuyaux qui ne sont pas accessibles doivent être temporairement bouchées afin de prévenir toute intrusion de corps étrangers.

VII.2.5- Epreuve des joints et canalisation principale :

Pour assurer une sécurité maximale, il est nécessaire de procéder à l'essai de pression des conduites et des joints avant de les recouvrir. Cette étape sera réalisée en utilisant une pompe d'essai, qui consistera à remplir la conduite avec de l'eau sous une pression équivalente à 1,8 fois la pression de service prévue lors de son utilisation normale. Cette épreuve devrait durer environ 30 minutes, et la variation de pression tolérée ne doit pas dépasser 0,2 bar.

VII.2.6- Remblaiement des tranchées :

Une fois que la canalisation a été convenablement mise en place, nous procédons au remblaiement en utilisant la terre qui a été préalablement retirée après avoir éliminé les grosses pierres.

VII.2.7- Le compactage :

Les objectifs de compactage à atteindre sont déterminés en fonction de la densité OPN (densité à l'Optimum Proctor Normal). Il est essentiel de maintenir une distance minimale de 25 cm entre la canalisation et la machine de compactage. Le processus de compactage est effectué en superposant des couches d'une épaisseur minimale de 15 cm.

VII.2.8- Butée et amarrage :

C’est une disposition particulière est couramment utilisée lors de l'installation de canalisations pour gérer les changements de direction. Elle implique la construction de massifs en béton aux endroits stratégiques, tels que les coudes et les extrémités où des ruptures pourraient se produire en raison de la pression de l'eau. Ces massifs en béton, grâce à leur poids, fournissent une stabilité et une résistance qui empêchent le désaccouplement des joints sous l'effet des forces exercées par la pression de l'eau.

VII.3- Accessoires et pièces spéciales :

Tout au long d'une canalisation, divers dispositifs et accessoires sont mis en place dans le but de :

-Faciliter l’écoulement ;

- Mesurer les débits et régulariser les pressions ;

-Protéger les canalisations ;

-Changer la direction ;

-Raccorder deux conduites ;

-Changer le diamètre ;

-Soutirer les débits.

VII.3.1- Vannes de sectionnement :

Ces vannes sont indispensables pour le fonctionnement du système de transfert, car elles permettent d'isoler une section spécifique sans avoir à interrompre complètement l'alimentation en eau. Il est prévu d'installer des vannes intermédiaires au point de départ de chaque raccordement sur le système de transfert, ainsi que toutes les 250 mètres. Dans un souci de praticité opérationnelle et de facilité de fermeture, les vannes ayant un diamètre égal

ou supérieur à 250 mm seront de type papillon. Elles seront équipées d'un dispositif de dérivation (by-pass) pour permettre la remise en eau progressive.

a- Robinet vanne à coin (à opercule) :

Sont des dispositifs de sectionnement qui doivent être soit complètement ouverts, soit complètement fermés. Ils occupent un espace considérable par rapport aux vannes papillon. À partir d'un certain diamètre, il est recommandé d'installer des dérivations (by-pass) pour équilibrer les pressions exercées des deux côtés de l'opercule lorsqu'on souhaite le manœuvrer à partir de la position fermée.

b- Les vannes papillons :

Peuvent aussi bien servir pour le sectionnement que pour la régulation des débits. Elles sont compactes, légères, nécessitent peu d'effort pour leur manœuvre et engendrent de faibles pertes de charge lorsqu'elles sont complètement ouvertes. Pour les diamètres plus importants (environ 200 à 300 mm), les deux types de robinets-vannes sont généralement motorisés, avec une préférence pour les vannes papillon pour les diamètres plus grands (350 et plus).



Figure VII-2: Robinet vanne papillon(Source : https://www.bayard.fr/produits/nos-produits/produit/page/robinet-a-papillon-a-brides-a-double-excentration-opap-premium-plus-series-b2-10-a-b2-40.html)



Figure VII-3: Robinet vanne à opercule (Source :https://www.ramus-industrie.com/nos-produits/obturation/robinet-a-opercule-caoutchouc/)

c- Les robinets de décharge :

Robinet positionné aux points les plus bas des conduites afin de permettre leur vidange. L'évacuation de l'eau se fait soit vers un égout voisin, soit vers un fossé routier situé à l'extérieur de la ville. Ce robinet sera installé à l'intérieur d'un regard pour assurer une accessibilité facile.

Remarque : Dans notre cas, nous envisageons d'installer les éléments suivants :

-Des robinets vannes à opercule seront positionnés à la sortie de chaque pompe, sur chaque conduite d'arrivée et de vidange des réservoirs, sur la conduite d'aspiration de chaque pompe, et au maximum tous les 400 mètres le long des conduites gravitaires et de refoulement.

-Des robinets vannes papillon seront utilisés sur chaque conduite de sortie des réservoirs.

-Enfin, des robinets de décharge seront également intégrés au système.

VII.3.2- Clapet anti retour :

Ils ont pour fonction d'orienter l'écoulement dans une seule direction. On les retrouve couramment dans les stations de pompage, où ils sont fréquemment situés à la sortie des pompes, intermédiairement entre ces dernières et les robinets de sectionnement. On les installe également sur les conduites de distribution.

Certains types de clapets remplissent également des fonctions de régulation, servant de limiteurs de débit ou garantissant un débit minimum.

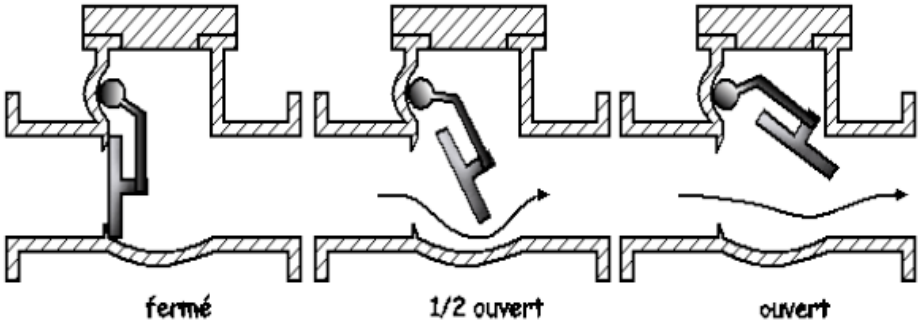


Figure VII-4:Clapet à battant (Cours Kadi.L)

Dans notre cas, nous envisageons d'installer un clapet anti-retour à la sortie de chaque pompe.

VII.3.3- Ventouses :

Les dispositifs de dégazage, appelés ventouses, sont installées aux points hauts pour éliminer l'air accumulé à la suite du dégazage de l'oxygène dissous. Elles sont placées dans des regards visitables et leur leur fonctionnement correct doit être vérifié à intervalles réguliers.

En plus d'éliminer les poches d'air lors du fonctionnement normal, les ventouses automatiques permettent également d'évacuer l'air lors de la mise en eau de la canalisation et, inversement, d'admettre de l'air lors de la vidange délibérée de la canalisation, évitant ainsi la formation de dépressions.

Il existe deux types de ventouse :

-Ventouse simple.

-Ventouse à deux orifices réunis en un seul appareil.



Figure VII-5:Ventouse à double orifice (Source : https://www.armas.com.tr/fr-FR/Product/Groups/Mnl4fpc1q8Ux6FEH3L4KZOnzVA1h8i6q1h8i6q/Adduction-Deau-Ventouse/Ventouse--double-orifice)



Figure VII-6:Ventouse simple (Source : https://www.tecofi.fr/categorie/securite-reseaux/ventouses/simple-effet/)

Dans notre projet, nous avons choisi d'utiliser les deux types de ventouses disponibles.

VII.3.4- By-pass

Le by-pass est utilisé dans le but de :

-Faciliter l'opération de fermeture progressive d'une vanne à fermeture lente ;

-Permettre le remplissage de la conduite à un débit réduit avant sa mise en service;

-Relier la conduite d’arrivée à la conduite de départ du réservoir.

Dans notre cas, les by-pass sont disposés en parallèle aux vannes de sectionnement le long des conduites gravitaires et de refoulement pour accomplir les deux premières fonctions, et ils sont également installés à l'intérieur de la chambre des vannes pour accomplir la troisième fonction.

VII.3.5- Crépines :

La crépine est conçue pour prévenir l'entrée accidentelle de particules solides dans la pompe. Elle se compose d'un cylindre perforé qui bloque le passage des objets.
Il est important de noter qu'une crépine doit toujours être complètement submergée pour éviter les entrées d'air (une marge suffisante doit être prévue pour éviter la formation de vortex) et elle doit être positionnée à environ 0,5 mètre au-dessus du fond du puisard.
Dans notre cas, les crépines seront installées à l'intérieur des réservoirs sur chaque conduite de départ (collecteur d'aspiration).

VII.3.6- Organes de mesure :

a- Mesure de débit :

Débitmètre à organes déprimogènes: Les dispositifs les plus couramment employés dans les installations hydrauliques incluent :

-Le diaphragme

-Le venturi

-La tuyère

Ces dispositifs sont considérés comme des débitmètres déprimogènes et utilisent un capteur de pression différentielle pour la mesure. Toutefois, les débitmètres déprimogènes présentent l'inconvénient d'afficher une précision moindre à faible débit. Ils créent une contraction dans la section de l'écoulement, ce qui entraîne une augmentation de la vitesse du fluide au niveau de l'appareil, provoquant ainsi une diminution de la pression.

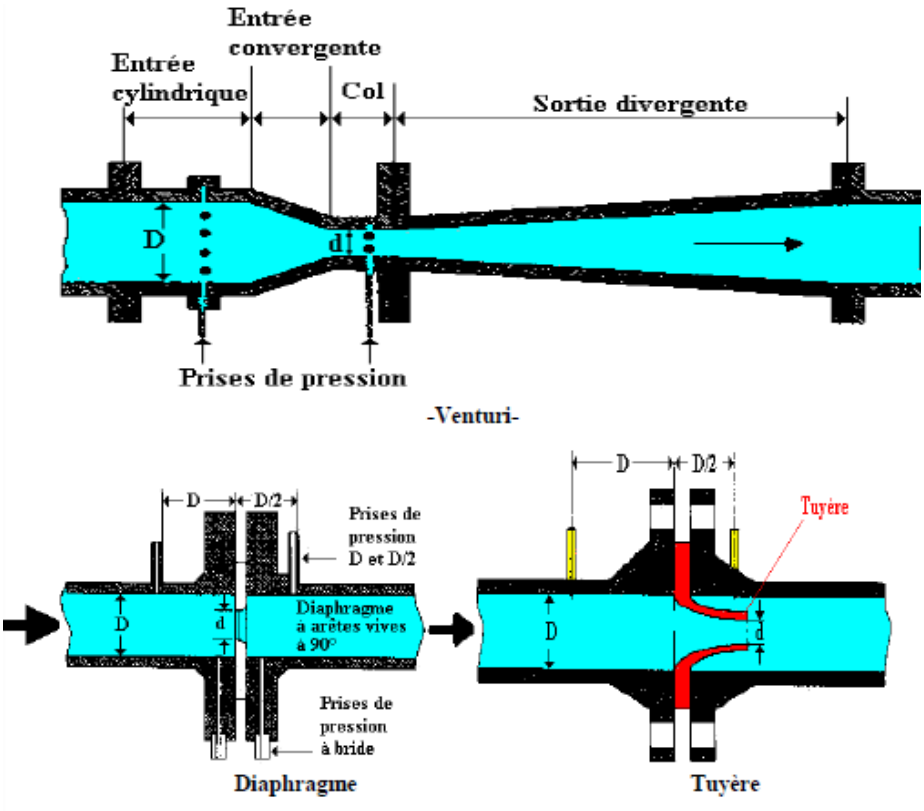


Figure VII-7:Les différents types de débitmètres (Source : https://sitelec.org/cours/dereumaux/mesurdebit.htm)

b- Mesure de pression :

La pression se mesure par des manomètres

-Manomètres à aiguilles : Ces manomètres utilisent un mécanisme qui fait déplacer une aiguille, souvent grâce à un secteur denté, un levier ou une membrane. Cette méthode de transmission est facilement ajustable, mais elle peut souffrir d'une usure rapide des dents, en particulier si le manomètre est exposé à des vibrations constantes.

-Manomètres à soufflet : Ces manomètres emploient un élément élastique en forme de soufflet comme composant actif. Sous l'effet de la pression, le soufflet subit une déformation axiale. Les manomètres à soufflet présentent l'avantage d'éviter le risque de gel, mais ils sont sensibles aux vibrations et à la surchauffe, ce qui constitue leur principal inconvénient.

VII.3.7- Organes de raccordement :

Les éléments de raccordement sont indispensables pour plusieurs fonctions, notamment :

-La déviation d'une partie de l'écoulement ;

- L'introduction ou le prélèvement d'un débit supplémentaire dans la conduite;

-Le changement de diamètre de la conduite ;

- L'installation et le démontage des accessoires ;

-Le changement de direction de la conduite.

a- Cônes :

Ils sont employés pour connecter des conduites de diamètres différents ou des accessoires aux conduites. Ils sont également utilisés à l'entrée et à la sortie des pompes. Il existe deux types :

• Des cônes à deux emboitements.

• Des cônes à emboitement et bride.

b-Manchons a joint :

En pratique, on trouve des manchons avec des extrémités lisses des deux côtés, avec deux parties emboîtées, avec une partie emboîtée et une extrémité lisse, avec deux brides, avec une bride et une extrémité lisse, et avec une partie emboîtée et une bride. Ils sont surtout utilisés lors de l'assemblage d'appareils et d'accessoires tels que vannes et clapets.

VII.4- Conclusion :

D’après le présent chapitre, nous pouvons conclure que la pose de canalisation représente une étape cruciale dans tout projet d’alimentation d’eau potable, en effet elle établit les conditions d'exécution pour les travaux liés à l'adduction et à la distribution d'eau potable. Afin de prévenir les risques en matière de sécurité et les dysfonctionnements du réseau d’adduction, plusieurs accessoires sont montés sur ce dernier, chacun a un rôle important et une fonction spécifique pour assurer la performance optimale du système.

VIII- Chapitre VIII : Organisation de chantier et sécurité de travail

VIII.1- Introduction :

L'organisation et la protection du travail impliquent la mise en place les moyens nécessaires pour la réalisation et l'exécution des travaux ainsi que la coordination efficace de ces opérations afin d'assurer un déroulement optimal et une exécution rapide.

VIII.2- Travaux relatif aux adductions :

Les étapes requises pour la mise en place du réseau de distribution comprennent les actions suivantes :

- **Exécution des tranchées :**

Une opération de terrassement (déblais) qui consiste à réaliser des excavations. Ces excavations seront exécutées au moyen d'une pelle hydraulique, et le matériau extrait sera stocké d'un côté de la tranchée, tandis que l'autre côté sera réservé à l'installation des conduites.

- **Réalisation des regards :**

Les regards, qui servent d'abris pour certains composants du réseau, tels que les vannes, sont fabriqués en béton armé.

- **Pose de canalisations :**

Cette phase implique la création d'un lit de sable au fond de la tranchée, d'une épaisseur de 10 à 15 cm.

- **Remblayage des tranchées :**

Après la mise en place du lit de sable, nous procédons à l'installation des conduites. Il s'agit d'une opération de terrassement qui consiste à enterrer les conduites en utilisant le matériau excavé pour le remblai.

VIII.3- Implantation du tracé des tranchées sur le terrain :

- **Matérialisation :**

L'axe de la tranchée est concrétisé sur le terrain en utilisant des jalons disposés en une ligne droite, avec un espacement de 50 mètres entre chaque jalon. Cette opération se réalise en mesurant les distances sur le plan et en utilisant des repères fixes ou des bornes pour les marquer.

- **Le nivellement :**

Le nivellement implique la mesure des différences d'altitude entre deux points ou davantage, spécialement lorsque le terrain comporte une pente constante. En présence d'obstacles qui entravent la visibilité, on opte pour un nivellement par cheminement et par calcul élémentaire.

Cette technique permet de déterminer à la fois l'élévation de chaque point et la profondeur de la tranchée à ces emplacements.

VIII.4- Calcul des volumes des travaux :

VIII.4.1- Calcul des volumes des travaux de l'adduction :

a. Déblais d'excavation :

Le volume des déblais est calculé en fonction des surfaces des coupes en travers

Sachant que :

$$S_{exc} = B * h \quad \textbf{(VIII-1)}$$

S_{exc} : surface des déblais de chaque coupe;

B : La base de la tranchée ;

h : profondeur de la tranchée ;

$$V_{exc} = S_{exc} * L \quad \textbf{(VIII-2)}$$

V_{exc} : volume des déblais entre deux coupes consécutives ;

L : distance entre deux coupes consécutives.

Tableau VIII-1: Calcul du volume des déblais

Tronçons	D(m)	B(m)	h(m)	$S_{exc}(m^2)$	L(m)	$V_{exc}(m^3)$
RT-Frenda	0.4	1.4	1.4	1.96	7200	14112
SP3-Medrissa	0.315	1.315	1.4	1.84	14200	26142.2
SP3-Sidi abd	0.2	1.2	1.4	1.68	14300	24024
SP3-Kermes	0.315	1.315	1.4	1.84	530	975.73
SP3-Rosfa	0.2	1.2	1.4	1.68	30200	50736
RT- Tousnina	0.16	1.16	1.4	1.62	24200	39300.8
F_{1-2}-SP1	0.4	1.4	1.4	1.96	4000	7840
F_{3-4-5}-SP1	0.5	1.5	1.4	2.1	4000	8400
SP1-SP2	0.63	1.63	1.6	2.61	22828	59535.424
SP2-SP3	0.63	1.63	1.6	2.61	26200	68329.6
SP3-RT	0.4	1.4	1.4	1.96	10600	20776
SP2-Madna	0.2	1.2	1.4	1.68	40	67.2
TOTAL						320238.95

Le volume total des déblais est de : 320 238.95 m^3

b. Lit de sable :

Le long de la conduite d'adduction, il est nécessaire de placer la conduite sur une couche de sable d'une épaisseur de 20 cm.

$$V_s = B * e * L \quad \textbf{(VIII-3)}$$

V_s : volume du lit de sable (m^3) ;

E : épaisseur du lit de sable, e = 15 cm ;

L : longueur de la tranchée (m).

Les résultats de l'estimation du volume du lit de sable sont présentés dans le tableau ci-dessous:

Tableau VIII-2:Calcul du volume du lit de sable

Tronçons	B(m)	e(m)	L(m)	$V_{exc}(m^3)$
RT-Frenda	1.4	0.2	7200	2016
SP3-Medrissa	1.315	0.2	14200	3734.6
SP3-Sidi abd	1.2	0.2	14300	3432
SP3-Kermes	1.315	0.2	530	139.39
SP3-Rosfa	1.2	0.2	30200	7248
RT- Tousnina	1.16	0.15	24200	4210.8
F_{1-2}-SP1	1.4	0.2	4000	1120
F_{3-4-5}-SP1	1.5	0.2	4000	1200
SP1-SP2	1.63	0.2	22828	7441.92
SP2-SP3	1.63	0.2	26200	8541.2
SP3-RT	1.4	0.2	10600	2968
SP2-Madna	1.2	0.2	40	9.6
TOTAL				42061.52

Le volume total du lit de sable est : $V_s = 42061.52\ m^3$

c. Volume de la conduite :

Après avoir effectué l'excavation de la tranchée et installé le lit de sable, il est essentiel de positionner la conduite. La connaissance de la section de la conduite est cruciale pour calculer le volume des remblais nécessaires.

$$S_c = \frac{\pi * D^2}{4} \quad \textbf{(VIII-4)}$$

S_c : section de la conduite (m^2) ;

D : diamètre de la conduite (m) ;

$$V_c = S_c * L \quad \textbf{(VIII-5)}$$

V_c : volume de la conduite (m^3).

Les résultats de l'estimation du volume de la conduite sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau VIII-3:Calcul du volume de la conduite

Tronçons	D(m)	S(m)	L(m)	$V_{exc}(m^3)$
RT-Frenda	0.4	0.12	7200	864
SP3-Medrissa	0.315	0.08	14200	1136
SP3-Sidi abd	0.2	0.03	14300	429
SP3-Kermes	0.315	0.08	530	42.4
SP3-Rosfa	0.2	0.03	30200	906
RT-Tousnina	0.16	0.02	24200	484
F_{1-2}-SP1	0.4	0.12	4000	480
F_{3-4-5}-SP1	0.5	0.2	4000	800
SP1-SP2	0.63	0.31	22828	7076.68
SP2-SP3	0.63	0.31	26200	8112
SP3-RT	0.4	0.12	10600	1272
SP2-Madna	0.2	0.03	40	1.2
TOTAL				21613.28

Le volume de la conduite : $V_c = 21613.28\ m^3$

d. Remblais compacté :

Le volume des remblais correspondra à la différence entre le volume des déblais et la somme du volume occupé par la conduite et du volume du lit de sable :

$$V_r = V_{exc} - V_s - V_c \quad \textbf{(VIII-6)}$$

V_r : volume du remblai

V_{exc} : volume du déblai (volume excavé)

V_{cond} : volume occupé par la conduite.

V_s : volume du lit de sable.

A.N : V_r = 320238.95 - 21613.28–42061.52

V_r = 256564.15m

Tableau VIII-4: Volumes des travaux de transfert

N°	Désignation	Unité (m^3)	Quantité
1	Déblais	m^3	320238.95
2	Lit de sable	m^3	42061.52
3	La conduite	m^3	21613.28
4	Remblais	m^3	256564.15

- **Calcul de la durée d'exécution des tranchées :**

L'excavation sera effectuée à l'aide d'équipement mécanique, et le choix de la machine (pelle mécanique avec godet rétro ou godet en butée) dépendra de leur adéquation aux besoins spécifiques du chantier. Nous sélectionnons des pelles mécaniques avec diverses capacités de godet, telles qu'indiquées dans le tableau ci-dessous (voir annexe 23).

- **Le rendement d'exploitation de la pelle choisie :**

Le rendement de la pelle est déterminé comme suit :

$$\mathbf{R_p = \frac{3600 * q * Kr * Kt}{Tc * Kf} (m^3/h)} \qquad \textbf{(VIII-7)}$$

Avec : q : capacité du gobet m^3.

K_r : coefficient de remplissage du gobet K_r = 0,8 - 0,9. On prend K_r = 0,8

K_t : coefficient d'utilisation du temps, dépend de la nature du sol et de l'habilité du conducteur.

K_t = 0,7- 0,9. Prenons Kt = 0,7

K_f : coefficient de foisonnement du sol , pour un terrain meuble on prend K_f =1,35

T_c : durée d'un cycle de remplissage du gobet T_c= (15-30) s, on prend T_c = 30 s.

$R_p = \frac{3600 * q * 0.8 * 0.7}{30 * 1.35}$ (m^3/h)

En considérant une période de travail de 8 heures par jour, $R_{pj} = R_p * 8$ (m^3/j).

- **La durée d'excavation :**

Connaissant le volume de terre à excaver ainsi que le rendement de l'engin le temps d'exploitation sera le suivant :

$T = V/R_p$ (jours)

V : volume du sol excavé (m^3) et Rp : capacité du godet en jour (m^3/jour)

Les temps d'exploitation pour tous les tronçons sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau VIII-5:Récapitulation des volumes et des durées d'exécution des tranchées

Tronçons	**V_{exc} (m^3)**	**Capacité du gobet (m^3)**	**R_p (m^3/h)**	**R_{pj} (m^3/j)**	**Durée (jours)**
RT-Frenda	14112	0.5	24.89	199.12	70.87
SP3-Medrissa	26142.2	1	49.77	398.16	65.65
SP3-Sidi abd	24024	1	49.77	398.16	60.33
SP3-Kermes	975.73	0.25	12.44	99.52	9.8
SP3-Rosfa	50736	1.2	59.73	477.84	106.17
RT- Tousnina	39300.8	1.2	59.73	477.84	82.24
F_{1-2}-SP1	7840	0.3	14.93	119.44	65.63
F_{3-4-5}-SP1	8400	0.3	14.93	119.44	70.32
SP1-SP2	59535.424	1.2	59.73	477.84	124.59
SP2-SP3	68329.6	1.2	59.73	477.84	142.99
SP3-RT	20776	1	49.77	398.16	52.18
SP2-Madna	67.2	0.25	12.44	99.52	0.67

- **Définitions des taches et leurs durées :**

Les taches sont présentées dans le tableau suivant :

Tableau VIII-6:Temps de réalisation des opérations de l'adduction.

Notation	Opération	Tranches	Durée (jour)
A	Exécution des tranchées	Tranche 1	262
B		Tranche 2	327
C		Tranche 3	268
D	Pose de lit de sable	Tranche 1	30
E		Tranche 2	30
F		Tranche 3	30
G	Pose de canalisation et coulage des regards	Tranche 1	40
H		Tranche 2	50
I		Tranche 3	40
J	Remblayage des tranchées	Tranche 1	30
K		Tranche 2	30
L		Tranche 3	30

VIII.4.2- Calcul des volumes des travaux des bâches d'eau

Nous avons trois bâches d'eau dont le volume est de 500m^3

a. Le diamètre extérieur :

$$\mathbf{D_{ext} = D_{int} + 2b} \qquad \textbf{(VIII-8)}$$

Avec :

D_{int} : diamètre intérieur

b: épaisseur de la paroi

Tq : D_{ext} =12+ (2 x0.4)

D_{ext} = 12.8 m

b. Volume de décapage :

$$\mathbf{V_{décapage} = S_{bache} \times e_{décapage}} \qquad \textbf{(VIII-9)}$$

Avec :

S : surface de la bâche :$S_{bache}=\frac{\pi * Dext^2}{4}$

e : épaisseur de décapage (e=0.1m)

tq : $V_{décapage}$= 128.62×0.1= **12.86 m^3**

c. Volume de déblai :

$$\mathbf{V_{déblai} = S_{bache} \times h} \qquad \textbf{(VIII-10)}$$

Avec :

S_{bache} : surface de bâche (m^2) ;

h : hauteur de terrassement (h=2m).

tq : $V_{déblai}$ = 128.62 × 2=**257.23 m^3**

d. Volume de béton de propreté (sous radier) :

$$\mathbf{V_{bp} = S_{bache} \times e_{bp}} \qquad \textbf{(VIII-11)}$$

Avec :

S_{bache} : surface de la bâche (m^2) ;

e_{bp} : épaisseur de béton de propreté (e_{bp}=0.1 m).

tq : V_{bp} = **12.86m^3**

e. Volume de béton armé (radier) :

$$\mathbf{V_{br} = S_{bache} \times a} \qquad \textbf{(VIII-12)}$$

Avec :

S_{bache} : surface de la bâche (m^2) ;

a: épaisseur du radier (a=0.4 m).

tq : V_{br} = **$51.44m^3$**

f. Volume de béton armé des parois :

$$V_{bap} = V_{ext} - V_{int} \quad \textbf{(VIII-13)}$$

Avec :

V_{ext} : Le volume extérieur (m^3) :

$$V_{ext} = ((\pi Dext2)/4) \times H \quad \textbf{(VIII-14)}$$

V_{ext} =643.07m^3

V_{int} : Le volume intérieur (m^3):

$$V_{int} = ((\pi Dint2)/4) \times H \quad \textbf{(VIII-15)}$$

V_{int} =565.2m^3

H : La hauteur des parois (H=m).

V_{bap} =77.87m^3

g. Volume de béton armé de coupole :

$$V_{coupole} = S_{coupole} \times e_{coupole} \quad \textbf{(VIII-16)}$$

$e_{coupole}$: L'épaisseur de la coupole (e= 0.2m).

$S_{coupole}$: La surface de coupole (m^2) :

$$S_{coupole} = 2\pi \times R_{moy} \times f \quad \textbf{(VIII-17)}$$

$$R_{moy} = (Rint^2 + f^2) / (2f) \quad \textbf{(VIII-18)}$$

R_{int} : rayon intérieur. R_{int}=12*2=24m

f : la flèche de coupoles. 4m

tq R_{moy} =**74m**

$S_{coupole}$ =**1858.88 m^2**

$V_{coupole}$ = **371.78m^3**

Le tableau suivant résume tous les calculs des trois bâches d'eau:

Tableau VIII-7: Les volumes des travaux des trois baches d'eau

N°	Volume de décapage (m^3)	Volume de déblai (m^3)	Volume de béton de propreté sous radier (m^3)	Volume de béton armé radier (m^3)	Volume de béton armé des parois (m^3)	Volume de béton armé de coupole (m^3)
Bâche d'eau 1	12.86	257.23	12.86	51.44	77.87	371.78
Bâche d'eau 2	12.86	257.23	12.86	51.44	77.87	371.78
Bâche d'eau 3	12.86	257.23	12.86	51.44	77.87	371.78

- Nous choisissons de mettre en place une pelle avec une capacité du gobet égale à 0.25 m^3 (voir annexe 23)

De la même méthode qu'auparavant, le rendement sera : $R_p = \frac{3600*0.25*0.8*0.7}{30*1.35} = 12.44$ (m^3/h)

Pour une durée de travail de 8 heures par jour R_p= 99,55m^3/j.

- **La durée d'excavation :**

Connaissant le volume de terre à excaver et le rendement de l'engin, la durée d'exploitation sera de : 2.58 jours ce qui est arrondi à 3 jours pour chaque bâche d'eau.

- **Définitions des taches et leurs durées :**

Les activités liées à la construction des trois bâches d'eau et leurs durées sont répertoriées dans le tableau ci-dessous :

Tableau VIII-8: Temps de réalisation des opération des trois baches d'eau

Notation	Opération	Durée (jour)
M	Excavations	9
N	Mise en place du matériau de fondation	6
O	Coulage du béton de propreté	3
P	Coulage du béton armé du radier	10
Q	Coulage béton armé du voile	10
R	Coulage du béton armé de la ceinture supérieure de la bâche	8
S	Coulage du béton armé de la coupole	10
T	Travaux de maçonnerie et finitions globales	10
U	Elimination des débris et nettoyage	6

VIII.4.3- Calcul des volumes des travaux des stations de pompages :

VIII.4.3.1- Dimensionnement du bâtiment de la station de pompage SP1 :

a. **La hauteur du bâtiment :**

$$H_b = h5 + h6 + h7 + h8 + h9 \quad \text{(VIII-19)}$$

Avec :

h5 : Distance verticale : $h5 = h_p + h_{socle} + h_{réserve}$

$h_{reserve} = 0,7$ m

h_{socle} = (20 à 60) cm : $h_{socle} = 30$ cm.

h_p : Hauteur de la pompe est égale à 920 mm = 92 cm

h5 = 0,92 + 0,7 + 0,3 = 1.92 m

h6 : Hauteur réservée à l'homme : h6 = 2,2 m

h7 : Hauteur de chariot : h7 = 0,3 m

h8 : Hauteur profilée : h8 = 0.8 m

h9 : Hauteur de sécurité : h9 = 0,5 m

H_b = 5.72m

b. **Longueur du bâtiment :**

$$L_b = n*L + L_{int} + L_{pf} + L1 \quad \text{(VIII-20)}$$

Avec :

n : Nombre de pompe = 4

L : longueur de la pompe et celle du moteur, $L = L_p + L_m$;

L=2.915m

L_{int} : distance entre deux pompes voisines, L_{int} = (0,8-1,2) m,

On prend : L_{int}= 1 m.

L_r : longueur de la plateforme de montage, L_{pf}=3m.

L1 : distance entre mur et premier organe de la pompe L1=0.5m

A.N : $L_b = 4*2.915+ 3*1 + 3 + 2*0.5$ => L_b = 18.66m.

La station de pompage SP 1 aura une longueur de 19 m.

c. **Largeur du bâtiment :**

Elle est donnée par la relation :

$$l_b = l1 + l2 + l3 + l4+ 2.s+l_r \quad \text{(VIII-21)}$$

s : épaisseur du mur, s = 0,2 m ;

l1 : distance entre mur et premier organe de la pompe, l1 = 0,45m ;

l2 : distance entre les tubulures, l2 = 1,2 m ;

l3 : longueur des accessoires d'aspiration,

Où :

$$\mathbf{l3 + l4 = l_p + l_{tr} + l_{tasp} + l_c} \qquad \textbf{(VIII-22)}$$

l_p: longueur de la pompe, l_p = 0.342 m ;

l_{tr} : longueur de la tubulure de refoulement, $l_{tr} = 2 * D_a$

A.N : $l_{tr} = 2*290$ => l_{tr} = 0,58 m ;

l_{tasp} : longueur de tubulure d'aspiration, l_{tasp} = 0,9 m ;

l_r : longueur de l'armoire électrique :L_r=3 m.

l_c : longueur du convergent, l_c = 1,4 m ;

A.N: l3 + l4 = 0.342 + 0,58 + 0,9 + 1,4 => l3 + l4 =3.22 m

A.N: l_b = 0,45 + 1,2 + 3.22 + 2*0,2+3 => l_b= 8.27m

La station de pompage aura une largeur de 8.3 m.

d. **Dimensions des portes** :

Porte principale : 3.2*3

Porte secondaire : 2.5*1.6

e. **Dimensionnement des fenêtres :**

Il est nécessaire d'avoir un éclairage de surface correspondant à (10-15) % de la surface de la station, en plus de l'éclairage électrique existant.

$\sum S_f = 0,125* 19 * 8.3$ => $\sum S_f = 19.17\ m^2$

Le nombre de fenêtres doit être de :

$$\mathbf{n = \frac{\sum Sf}{Sf}} \qquad \textbf{(VIII-23)}$$

n : nombre de fenêtres ;

S_f : surface d'une fenêtre, $S_f = (1,5 * 3)$;

A.N : $n = \frac{19.17}{1.5*3}$ => n = 5 fenêtres

f. **Dimensionnement des marches d'escalier :**

Hauteur : 17 cm ;

Largeur : 30 cm ;

Pente : 1/1,75.

VIII.4.3.2- Dimensionnement de bâtiment des autres stations :

En suivant la même démarche de calcul, On calcule les dimensions des 2 stations restées. Les résultats de ces calculs sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau VIII-9: Récapitulation des dimensions du batiment des stations de pompages

N°	L(m)	l(m)	H(m)	e(m)	Nombre de fenêtres	Portes secondaires	Portes principales
SP1	19	8.3	5.72	0.3	5	2.5*1.6	3.2*3
SP2	17.5	8	5.72	0.3	4	2.5*1.6	3.2*3
SP3	21	8	5.72	0.3	5	2.5*1.6	3.2*3

VIII.4.3.3- Volumes de décapage :

$$\mathbf{V_d = L \times l \times e}\ (m^3). \qquad \textbf{(VIII-24)}$$

Avec :

V_d : Volume décapé (m^3) ;

L : Longueur du bâtiment (m) ;

l : largeur du bâtiment (m) ;

e : épaisseur à décaper (m).

Tous les calculs pour les trois stations de pompage sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VIII-10: Volumes de décapage pour les trois stations de pompage

N°	L(m)	l(m)	H(m)	e(m)	V_d (m^3)
SP1	19	8.3	5.72	0.1	15.77
SP2	17.5	8	5.72	0.1	14
SP3	21	8	5.72	0.1	16.8

VIII.4.3.4- Excavation (fouilles) :

Pour une fouille $V = 1{,}3 \times 1{,}3 \times 1{,}5 = 2{,}535 m^3$.

Pour 13 fouilles $V_{exc} = 2.535 \times 13 = 32.96 m^3$.

V_{exc} : Volume d'excavation (m^3)

V_{exc} SP1= 32.96 m^3.

V_{exc} SP2= 32.96 m^3.

V_{exc} SP3= 32.96 m^3.

VIII.4.3.5- Béton de propreté :

En prévoyant une profondeur de 10 cm dans chaque fouille :

$Vbp = 1{,}3 \times 1{,}3 \times 0{,}1 = 0{,}169 m3$.

Pour 13 fouilles $Vbpt = 13 \times 0{,}169 = 2{,}2$ m3.

V_{bp} : Volume du béton de propreté pour une fouille (m^3) ;

V_{bpt} : Volume total du béton de propreté (m^3);

V_{bp} SP1= 2.2m^3

V_{bp} SP2= 2.2m^3

V_{bp} SP3= 2.2m^3

VIII.4.3.6- Béton armé :

Semelles :

Vs= 0,4 × 1,3 × 1,3 = 0,68 m^3.

Vst = 0,68 × 13 =8,8 m^3.

Vs : Volume du béton armé pour une semelle

Vst : Volume total du béton armé des semelles

Vst SP1 = 8.8 m^3.

Vst SP2 = 8.8 m^3.

Vst SP3 = 8.8 m^3.

Demi-poteau :

V_{dp} = 0,4 × 0,4 × 1 = 0,16 m^3.

On a 13 demi-poteaux : Vdpt = 13× 0,16 = 2.08m^3.

V_{dp} : Volume du béton armé pour un demi-poteau

V_{dpt} : Volume total du béton armé des demi-poteaux

$\mathbf{V_{dpt}}$ SP1= 2.1 m^3.

$\mathbf{V_{dpt}}$ SP2= 2.1 m^3.

$\mathbf{V_{dpt}}$ SP3= 2.1 m^3.

Poutre inférieure :

V_{pinf} = (0,4 × 0,4 × L × 3) + (0,4 × 0,4 × l × 4) − (0,4 × 0,4 × 0,4 × 13)

$\mathbf{V_{pinf}}$: Volume du béton armé pour la poutre inférieure (m^3).

V_{pinf} SP1= (0,4 × 0,4 × 19 × 3) + (0,4 × 0,4 × 8.3 × 4) − (0,4 × 0,4 × 0,4 × 13)

V_{pinf} SP1=13.6m^3

V_{pinf} SP2= (0,4 × 0,4 × 17.5 × 3) + (0,4 × 0,4 × 8 × 4) − (0,4 × 0,4 × 0,4 × 13)

V_{pinf} SP2=12.7m^3

V_{pinf} SP3= (0,4 × 0,4 × 21 × 3) + (0,4 × 0,4 × 8 × 4) − (0,4 × 0,4 × 0,4 × 13)

V_{pinf} SP3=14.4m^3

Chape inférieure :

Avec une chape inférieure d'une épaisseur de 7 cm, nous obtiendrons :

V_{cinf} = 0,07 × L × l

V_{cinf} SP1=11.04m^3

V_{cinf} SP2=9.8m^3

V_{cinf} SP3=11.8m^3

V_{cinf} : Volume du béton armé pour la chape inférieure (m^3).

Poteaux :

$V_p = H \times 0,4 \times 0,4$

V_p SP1 = V_p SP2= V_p SP3= 0.9m^3

Pour 12 poteaux : $Vpt = V_p \times 13$

Vpt SP1= Vpt SP3= Vpt SP2=11.7m^3

V_{pt} : Volume total du béton armé pour les poteaux (m^3).

Poutres supérieures :

V_{psup} SP1=13.6m^3

V_{psup} SP2=12.7m^3

V_{psup} SP3=14.4m^3

V_{psup} : Volume du béton armé pour la poutre supérieure (m^3).

Chape supérieure :

V_{csup} SP1=11.04m^3

V_{csup} SP2=9.8m^3

V_{csup} SP3=11.8m^3

V_{csup} : Volume du béton armé pour la chape supérieure (m^3).

VIII.4.3.7- Remblai :

Ce volume représente le volume d'un remblai bien compacté.

Fouille :

V_0 = 2,535m^3, est le volume d'une fouille.

V_1 = 0,169 m^3, est le volume occupé par le béton de propreté.

V_2 = 0,16 m^3, est le volume occupé par le demi – poteau.

V_3 = 0,68m^3, est le volume occupé par la semelle.

Le volume de remblai pour chaque fouille est :

$V = V_0 - (V_1 + V_2 + V_3)$

VSP1=VSP2=VSP3= 2.535-(0.169+0.16+0.68)=1.526m^3

Donc pour 13 semelles $Vt = V \times 13$

Vt SP1= Vt SP2= Vt SP3 = 19.84m^3

Remblai compacté de la dalle inférieure est de :

$V_{rc} = 0,9 \times L \times l\ (m^3)$

$V_{rc\ SP1} = 0,9 \times 19 \times 8.3 = 141.93 m^3$

$V_{rc\ SP2} = 0,9 \times 17.5 \times 8 = 126 m^3$

$V_{rc\ SP3} = 0,9 \times 21 \times 8 = 151.2 m^3$

Remblai compacté total :

$V_{rct} = V_t + V_{rc}\ (m^3)$

V_{rct} SP1= V_t SP+ V_{rc} SP1= $161.77 m^3$

V_{rct} SP2= V_t SP2+ V_{rc} SP2= $145.84 m^3$

V_{rct} SP3= V_t SP3+ V_{rc} SP3=$171.04 m^3$

Tableau VIII-11: Les différents volumes des stations de pompage

N°	L(m)	l(m)	H(m)	V_d volume de décapage (m^3)	V_{exc} volume d'excavation (m^3)	V_r volume de remblais (m^3)
SP1	19	8.3	5.72	15.77	32.96	161.77
SP2	17.5	8	5.72	14	32.96	145.84
SP3	21	8	5.72	16.8	32.96	171.04

VIII.4.3.8- Maçonnerie :

En ce qui concerne la maçonnerie des murs :

Nous employons le type de briques ;

Briques (30 × 20 × 10) ; $S_b = 0,06\ m^2$.

Surface du mur S SP1= $2 \times 5,72 \times (19 + 8.3) = 312.3 m^2$.

Surface du mur S SP2= $2 \times 5,72 \times (17.5 + 8) = 291.7 m^2$.

Surface du mur S SP3= $2 \times 5,72 \times (21 + 8) = 331.8 m^2$.

N_b SP1=312.3/0,06 = 5205Briques.

N_b SP2=291.7/0,06 = 4862Briques.

N_b SP3=331.8/0,06 = 5530Briques.

Nombre de brique qu'il faut commander est :

N_b SP1=5205 + 100 = 5305 Briques.

N_b SP2= 4862+ 100 = 4962 Briques.

N_b SP3= 5530+ 100 = 5630 Briques.

- **Définitions des taches et leurs durées :**

Les tâches de construction du bâtiment des trois stations de pompage (SP1, SP2 et SP3) et leurs durées sont mentionnées sur le tableau ci-dessous :

Notation	Opération	Durée (jour)
V	Décapage	3
W	Excavation	6
X	Coulage du béton de propreté	6
Y	Coulage du béton armé (semelles / demi poteaux / fouilles/ les chapes / la dalle)	30
Z	Maçonnerie et finitions générale + embellissement	25

VIII.5- Planification des travaux :

Avant de commencer la mise en œuvre des travaux sur le chantier, il est essentiel d'effectuer une planification. Cette planification implique une analyse théorique visant à déterminer la meilleure manière d'exploiter la main-d'œuvre.

L'objectif de cette planification est de garantir que tous les travaux sont exécutés de manière :

- Séquentielle correcte (avec une succession adéquate des opérations dans le réseau);
- Sans retard inutile ;
- Aussi économique que possible.

Les travaux suivant seront organisés en suivant la méthode du réseau (CPM), connue sous le nom de méthode du chemin critique ou méthode PERT (program évaluation review technic) est une méthode où les nœuds et les flèches représentent des tâches et ils sont parcourus par un flux qui est le temps ; chaque sommet (nœuds ou flèches) représente une étape ou un événement spécifique. Cette méthode a été élaborée en 1958 par des chercheurs Américains.

VIII.5.1- Planification par la méthode du réseau (la méthode CPM) pour l'adduction :

Le tableau suivant illustre la relation entre les opérations qui précèdent et celles qui suivent chaque étape de la réalisation de l'adduction:

Tableau VIII-12: Liste des taches pour la réalisation de l'adduction

Opération	Précède	Succède	Opération	Précède	Succède
A	-	D	G	D	J
B	-	E	H	E	K
C	-	F	I	F	L
D	A	G	J	G	-
E	B	H	K	H	-
F	C	I	L	I	-

On propose que la réalisation du projet d'adduction se divise en trois tranches qui qui seraient exécutées simultanément par trois équipes de Agents afin de réduire la durée totale du projet.

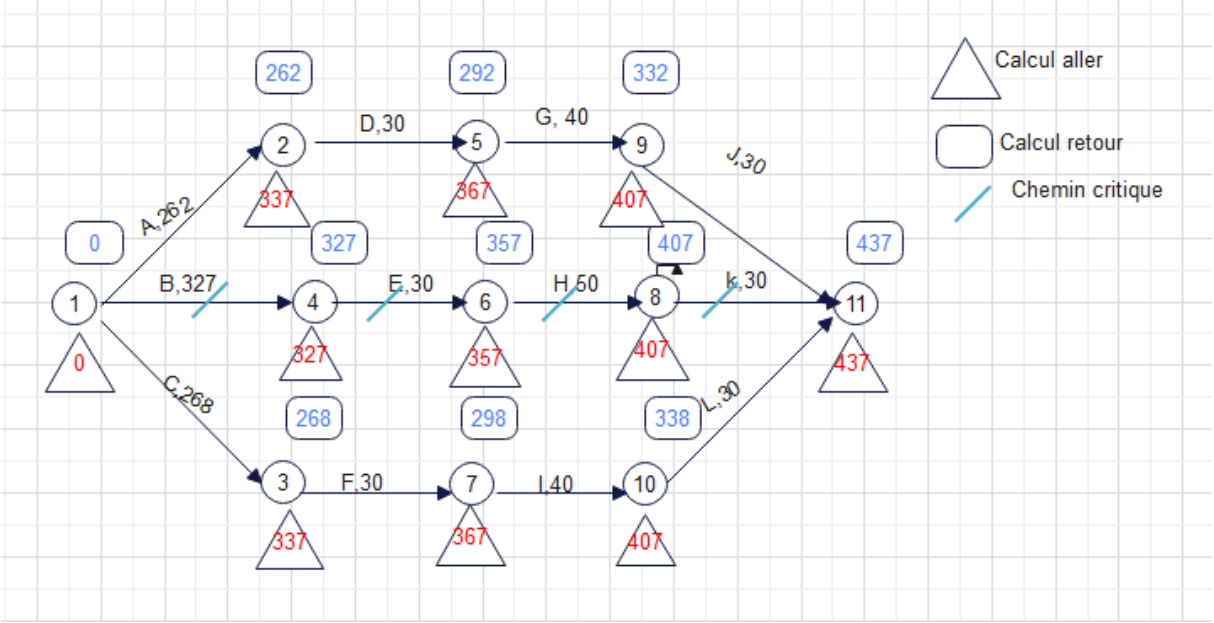


Figure VIII-1: Evolution du projet d'adduction par le réseau à flèches

Le temps de réalisations du projet d'adduction est de 437jours.

VIII.5.2- Planification par la méthode du réseau (la méthode CPM) pour la réalisation des stations de pompages et les bâches d'eau

Le tableau suivant illustre la relation entre les opérations qui précèdent et celles qui suivent chaque étape de la réalisation des stations de pompage et des bâches d'eau:

Tableau VIII-13: Liste des taches pour la réalisation des SP et les baches d'eau

Opération	Précède	Succède
M	-	N
N	M	O
O	N	P
P	O	Q
Q	P	R
R	Q	S
S	R	T
T	S	V
U	T	U
V	U	X
X	V	Y
Y	X	Z
Z	Y	-

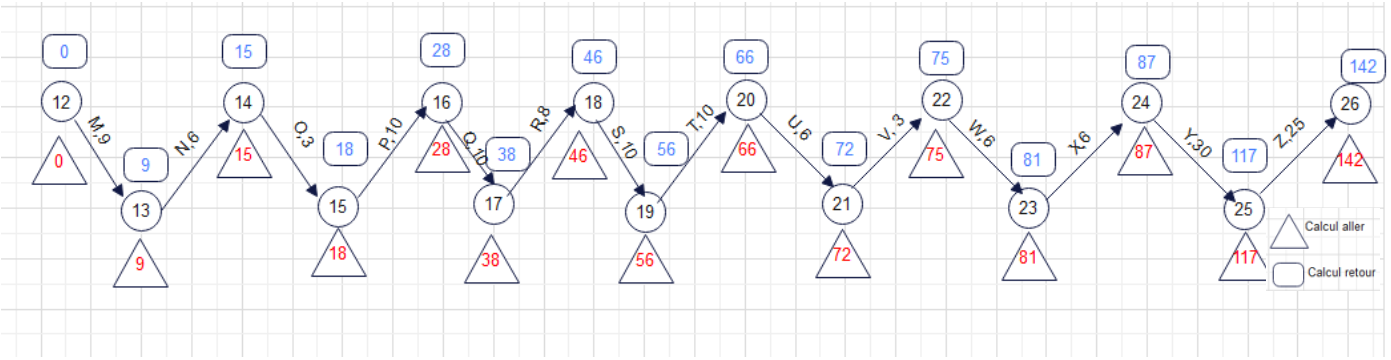


Figure VIII-2: Evolution de la réalisation des SP et les baches d'eau par le réseau à flèche

Le temps de réalisation des stations de pompages et des bâches d'eau est de 142jours.

VIII.6- Devis quantitatif et estimatif :

L'étude du devis estimatif nous offre une estimation du cout de réalisation de notre projet

Tableau VIII-14: Devis quantitatif et estimatif

Désignation	Unité	Quantité	Prix unitaire(DA)	Montant total(DA)
Conduites PEHD PN16				
Ø160	**ml**	**24200**	**1713.83**	**41474686**
Ø200		**44540**	**2691.35**	**1198727729**
Ø315		**14730**	**6309.37**	**92937020.1**
Ø400		**11200**	**10192.06**	**114151072**
Ø500		**4000**	**15889.78**	**63559120**
Ø630		**49028**	**25229.57**	**1236955358**
Les accessoires	**Unité**			**400000**
Adduction				
Déblais	**m^3**	**320238.95**	**400.00**	**128095580**
Lit de sable	**m^3**	**42061.52**	**1000.00**	**42061520**
Remblais compacté	**m^3**	**256564.15**	**500.00**	**128282075**
Les bâches d'eau				
Décapage	**m^3**	**38.58**	**500.00**	**19290**
Déblais	**m^3**	**771.69**	**400.00**	**308676**
Béton de propreté	**m^3**	**38.58**	**13000**	**501540**
Béton armé	**m^3**	**1503.27**	**55000**	**82679850**
Les stations de pompage				
Décapage	**m^3**	**46.57**	**500.00**	**23285**
Déblais	**m^3**	**98.88**	**400.00**	**39552**
Béton armé	**m^3**	**214.78**	**55000**	**11812900**
Remblais	**m^3**	**478.65**	**500.00**	**239325**
Maçonnerie	**u**	**15897**	**40.00**	**635880**
Somme	**2064049458**			
TVA 19%	**392169397**			
Total	**2456218855**			

Devis en lettres :

Deux milliards quatre cent cinquante-six millions, deux cent dix-huit milles, huit cent cinquante cinq

VIII.7- Consignes générales en cas d'accident :

a. Protéger :

- Prendre des mesures pour assurer sa propre sécurité en cas de danger imminent.
- Identifier la source du danger et prendre des mesures pour la neutraliser, et si nécessaire, mettre la victime hors de danger.
- En l'absence de danger, éviter toute manipulation ou intervention inutile.

b. Alerter (ou faire alerter) :

- Les secouristes les plus proches.
- Les services de secours dont les coordonnées sont spécifiés dans le Plan de Prévention (infirmerie interne ou autres).

c. Les règles d'alerte :

- Expliciter la raison de l'appel et fournir l'emplacement exact de l'accident.
- Spécifier un point de rencontre facilement identifiable.
- Attendre l'arrivée des secours.

VIII.8- Consignes générales en cas d'incident :

Tout incident potentiellement dangereux survenant soudainement sur le lieu de travail, même s'il n'a pas entraîné de blessures corporelles, doit être signalé et examiné en vue de mettre en place des mesures correctives. En cas de menace imminente, des mesures immédiates doivent être prises pour prévenir un accident.

Dans toutes les situations, il est impératif de notifier un responsable du secteur concerné et, conformément aux procédures du site, de remplir une documentation spécifique dédiée à la gestion de l'incident ou de l'incident potentiel.

a. Prévention :

En cas de découverte d'une situation pouvant entraîner un incendie, veuillez informer ou faire informer le représentant du site du Maître d'Ouvrage (dont le nom est spécifié dans le Plan de Prévention).

b. En cas d'incendie :

Dans tous les cas, si vous constatez le début d'un incendie et que vous ne pouvez pas l'éteindre seul, maintenez votre calme et déclenchez l'ALARME.

Lors de l'appel, veuillez fournir les informations suivantes de manière claire :

- Son nom et le numéro de téléphone du lieu d'appel,
- La raison de l'appel, le lieu de l'incendie et le type de matériau combustible impliqué,
- Signalez toute présence de blessés,

- De se faire répéter les renseignements.

Elle ne raccrochera qu'à la demande de son interlocuteur (elle rappellera éventuellement si elle dispose d'un complément d'information).

VIII.9- Protection collectives et individuelles :

a. Protections collectives :

Lors de la mise en place de mesures de sécurité, il est recommandé de donner la priorité aux dispositifs de protection collectifs.

Tous les risques repérés pendant la phase de préparation des travaux doivent être éliminée ou nécessite la mise en place de mesures préventives appropriées.

Les zones exposées à des risques d'accidents doivent être clairement signalées à l'aide de panneaux, de cordons de sécurité, de barrières, etc., et l'accès doit être restreint en cas de besoin.

Tout élément présentant un danger potentiel, tout lieu exposé à la chute d'objets ou d'étincelles, ainsi que toute ouverture dans le sol, doivent être signalés et délimités de manière appropriée par l'un des moyens suivants:

- Garde-corps, barrières de protections
- Rubans de couleur blanc/rouge ou jaune/noir.
- Filets de sécurité antichute.
- Piquets fixés au sol, avec chaine, cordes, planches ou tubes acier
- Marquage au sol
- S’il s’agit d’un passage fréquent, il faut utiliser un balisage rigide.

Les planchers, échafaudages, passerelles et cages d'escaliers temporaires doivent être pourvus de garde-corps pour prévenir toute chute de personnes ou de matériaux. Ces garde-corps doivent comporter une lisse supérieure à 1 mètre, une lisse intermédiaire à 50 cm et une plinthe. Toutes les ouvertures verticales doivent être temporairement fermées ou équipées de garde-corps. Il est impératif que le matériel utilisé soit en parfait état. Tout équipement présentant des déformations ou des signes de faiblesse doit être immédiatement remplacé.

b. Protections individuelles :

L'Entreprise Extérieure doit mettre à disposition de son personnel les équipements indispensables à leur protection et les former à leur utilisation, notamment :

- Le casque : un casque muni d'une jugulaire est requis pour les tâches de montage, et son port est obligatoire sur l'ensemble du chantier (à l'exception des zones internes telles que les bureaux, les vestiaires et les réfectoires).

- Les chaussures de sécurité : obligatoires sur l'ensemble du chantier pour toute personne impliquée dans des travaux et manipulations physiques.
- Les gants : indispensables pour les travaux de démolition manuelle, maniement du chalumeau, utilisation du marteau-piqueur et opérations de meulage.
- Les gants isolants : requis pour les opérations sur des installations sous tension.
- Les lunettes adaptées : qu'elles soient transparentes ou teintées selon le poste de travail, elles sont obligatoires pour les tâches de meulage, travail au chalumeau, soudure et maniement du marteau-piqueur (généralement, pour tous les travaux exposant les yeux à des risques ainsi que par temps venteux).
- Les masques anti-poussières : nécessaires pour les travaux générant de la poussière.
- Les harnais de sécurité pour les travaux en hauteur.
- Le matériel de protection contre le gaz.
- Vêtements de travail : requise sur l'ensemble du chantier conformément aux directives du site, incluant des vêtements ignifuges pour les travaux d'oxycoupage, ainsi que des vêtements imperméables si nécessaires.
- les bottes de sécurité : disponibles pour les travaux de terrassement si besoin.
- tapis de sols isolants: obligatoires pour les travaux sur des installations sous tension.
- et tout article nécessaire à la protection individuelle.

VIII.10- Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons déterminé le volume de travaux et la durée du projet, et nous avons également estimé le cout total, et nous avons cité les consignes nécessaires pour la sécurité des mains d'œuvre au chantier tout en créant un environnement de travail sûr et sain pour les employés.

Conclusion générale :

Dans le cadre de la réalisation de ce mémoire de fin d'étude, nous avons entamé une étude complète qui englobe toutes les informations nécessaires pour garantir que la mise en œuvre du projet se déroule dans des conditions optimales.

Notre étude du transfert des eaux souterraines de la nappe CHOTT CHERGUI en vue d'améliorer l'approvisionnement en eau potable de la commune de Tiaret, a été faite pour un horizon de trente ans, dont le système est composé de quatorze adductions. Pour ce faire, une étude technico-économique a bien montré la nécessité d'établir un système des adductions gravitaires, par refoulement et mixte avec la présence d'un réservoir tampon qui a pour rôle d'assurer la transition entre les deux types d'écoulement en charge.

Ensuite une étude de pompage effectuée à l'aide du logiciel CAPRARI, le choix s'est porté sur des pompes immergées pour les trois stations de pompage.

Nous avons déterminé également un certain temps de fermeture de la vanne pour limiter les effets du coup de bélier dans les conduites gravitaires et nous avons dimensionné des réservoirs d'air par la méthode de PEUCH ET MEUNIER pour la protection des conduites par refoulement contre les phénomènes transitoires.

Les opérations requises pour achever ce projet sont planifiées sur une période bien précise, au cours de laquelle, des mesures de sécurité doivent être mises en place pour protéger les Agents sur le chantier.

Bibliographie

Références Bibliographiques et citations :

• SALAH.B. (2004). Alimentation en eau potable des agglomérations. Blida, Hydraulique urbaine, Algérie : ENSH.

• Dupont. (1979). Hydraulique urbaine. Paris.

• BENTRAR WALID, « Mémoire de fin d'étude de : renforcement de l'alimentation en eau potable de la ville de Nedroma wilaya de Tlemcen à partir du réservoir 5000m^3 de Beni Khaled ».

• BOUCHIHA ABDELKADIR**,** « Mémoire de fin d'étude de : renforcement du système d'alimentation en eau potable de la ville de Mecheria (Wilaya de Naama) ».

• ZAIDA AHMED NASSIM, « Etude d'adduction d'eau potable de la commune de Bordj Emir Abdelkader (W.Tissemsilt) ».

Site :

• Catalogue des conduites en PEHD (Source Chiali2020).

• https://www.google.com/intl/fr/earth/about/

• https://www.openstreetmap.org/#map=10/34.4330/-1.0320

Les Annexes

Annexe 01 : Prix et épaisseurs des conduites (Source Chiali 2020)

TUBE PEHD EAU PN16

Code	Désignation Article	UM	Prix Ml HT	Prix Ml TTC
110080201	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 20 PN 16 EP. 2.0 mm	ML	33,20	38,84
110080251	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 25 PN 16 EP. 2.3 mm	ML	48,78	57,07
110080321	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 32 PN 16 EP. 3.0 mm	ML	79,24	92,71
110080401	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 40 PN 16 EP. 3.7 mm	ML	122,69	143,55
110080501	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 50 PN 16 EP. 4.6 mm	ML	190,29	222,64
110080631	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 63 PN 16 EP. 5.8 mm	ML	301,05	352,23
110080751	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 75 PN 16 EP. 6.8 mm	ML	423,18	495,12
110080901	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 90 PN 16 EP. 8.2 mm	ML	554,17	648,38
110081101	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 110 PN 16 EP. 10.0 mm	ML	822,24	962,02
110081251	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 125 PN16 EP. 11.4 mm	ML	1 048,61	1 226,87
110081601	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 160 PN16 EP. 14.6 mm	ML	1 713,83	2 005,18
110082001	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 200 PN16 EP. 18.2 mm	ML	2 691,35	3 148,88
110082501	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 250 PN16 EP. 22.7 mm	ML	4 163,97	4 871,85
110083151	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 315 PN16 EP. 28.6 mm	ML	6 309,37	7 381,96
110084001	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 400 PN16 EP. 36.3 mm	ML	10 192,06	11 924,71
110085001	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 500 PN16 EP. 45.4 mm	ML	15 889,78	18 591,04
110086301	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 630 PN16 EP. 57.2 mm	ML	25 229,57	29 518,59

Annexe 02 : Variation des HMT en fonction du diamètre pour tronçon F3-4-5-SP1

Diamètre (mm)	Longueur (m)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	λ	ΔH_{lin} (m)	ΔH_{tot} (m)	Hg (m)	HMT (m)
315	4000	165	3.16	0.007	55.36	60.90	37.9	98.80
400	4000	165	1.96	0.007	16.76	18.43	37.9	56.33
500	4000	165	1.25	0.0066	5.18	5.69	37.9	43.59
630	4000	165	0.79	0.0064	1.58	1.74	37.9	39.64

:

Annexe 03 : Variation des dépenses annuelles d'exploitation en fonction du diamètre pour tronçon F3-4-5-SP1

Diamètre (mm)	Débit (l/s)	HMT (m)	Puissance (KW)	Prix unitaire moyen (DA)	Consommation annuelle (KWh)	Dépenses annuelles (DA)
315	165	98.80	228.46	4.58	1667764.47	7638361.25
400	165	56.33	130.25	4.58	950862.07	4354948.27
500	165	43.59	100.79	4.58	735808.22	3370001.69
630	165	39.64	72.79	4.58	669131.41	3064621.86

Annexe 04 : Calcul des frais d'investissement pour tronçon F3-4-5-SP1

Diamètre (mm)	Prix du ml (DA)	Longueur (m)	Prix total (DA)	Annuité	Investissement (DA)
315	6309.37	4000	25237480	0.088	2220898.24

400	10192.06	4000	40768240	0.088	3587605.12
500	15889.78	4000	63559120	0.088	5593202.56
630	25229.57	4000	100918280	0.088	8880808.64

Annexe 05 : Bilan des couts (Exploitation-Investissement) pour tronçon F3-4-5-SP1

Diamètre (mm)	Investissement (DA)	Exploitation(DA)	TOTAL
315	2220898.24	7638361.25	**9859259.49**
400	3587605.12	4354948.27	**7942553.39**
500	5593202.56	3370001.69	**8963204.25**
630	8880808.64	3064621.86	**11945430.5**

Annexe 06 : Variation des HMT en fonction du diamètre pour tronçon SP1-SP2

Diamètre (mm)	Longueur (m)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	λ	ΔH_{lin} (m)	ΔH_{tot} (m)	Hg (m)	HMT (m)
500	22828	290	2.20	0.0066	91.34	100.48	37.08	137.56
630	22828	290	1.38	0.0064	27.88	30.57	37.08	67.75

Annexe 07 : Variation des dépenses annuelles d'exploitation en fonction du diamètre pour tronçon SP1-SP2

Diamètre (mm)	Débit (l/s)	HMT (m)	Puissance (KW)	Prix unitaire moyen (DA)	Consommation annuelle (KWh)	Dépenses annuelles (DA)
500	290	137.56	559.06	4.58	4081163.49	18691728.8
630	290	67.75	275.34	4.58	2010023.45	9205907.42

Annexe 08 : Calcul des frais d'investissement pour tronçon SP1-SP2

Diamètre (mm)	Prix du ml (DA)	Longueur (m)	Prix total (DA)	Annuité	Investissement (DA)
500	15889.78	22828	362731898	0.088	31920407
630	25229.57	22828	575940624	0.088	50682774.9

Annexe 09 :Bilan des couts (Exploitation-Investissement) pour tronçon SP1-SP2

Diamètre (mm)	Investissement (DA)	Exploitation(DA)	TOTAL
500	31920407	18691728.8	**50612136**
630	50682774.9	9205907.42	**59888682**

Annexe 10 :Variation des HMT en fonction du diamètre pour tronçon SP2-SP3

Diamètre (mm)	Longueur (m)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	λ	ΔH_{lin} (m)	ΔH_{tot} (m)	Hg (m)	HMT (m)
500	26200	279	2012	0.0066	97.03	106.74	105.34	212.08
630	26200	279	1.33	0.0064	29.62	32.58	105.34	137.92

Annexe 11 : Variation des dépenses annuelles d'exploitation en fonction du diamètre pour tronçon SP2-SP3

Diamètre (mm)	Débit (l/s)	HMT (m)	Puissance (KW)	Prix unitaire moyen (DA)	Consommation annuelle (KWh)	Dépenses annuelles (DA)
500	290	212.08	829.22	4.58	6053377.32	27724468.1
630	290	137.92	539.26	4.58	3936636.18	18029793.7

Annexe 12 : Calcul des frais d'investissement pour tronçon SP2-SP3

Diamètre (mm)	Prix du ml (DA)	Longueur (m)	Prix total (DA)	Annuité	Investissement (DA)
500	15889.78	26200	416312236	0.088	36635477
630	25229.57	26200	661014734	0.088	58169297

Annexe 13 : Bilan des couts (Exploitation-Investissement) pour tronçon SP2-SP3

Diamètre (mm)	Investissement (DA)	Exploitation(DA)	TOTAL
500	36635477	27724468.1	**64359945**
630	58169297	18029793.7	**76199091**

Annexe 14 :Variation des HMT en fonction du diamètre pour tronçon SP3-RT

Diamètre (mm)	Longueur (m)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	λ	ΔH_{lin} (m)	ΔH_{tot} (m)	Hg (m)	HMT (m)
250	10600	119	3.62	0.0073	252.78	278.06	31.23	309.29
315	10600	119	2.28	0.007	76.32	83.95	31.23	115.18
400	10600	119	1.41	0.007	23.10	25.41	31.23	56.64
500	10600	119	0.90	0.0066	7.14	7.85	31.23	39.08

Annexe 15 : Variation des dépenses annuelles d'exploitation en fonction du diamètre pour tronçon SP3-RT

Diamètre (mm)	Débit (l/s)	HMT (m)	Puissance (KW)	Prix unitaire moyen (DA)	Consommation annuelle (KWh)	Dépenses annuelles (DA)
250	119	309.29	515.80	4.58	3765361.41	17245355.3
315	119	115.18	192.08	4.58	140225.51	6422192.83
400	119	56.64	94.45	4.58	689547.25	3158126.43
500	119	39.08	65.17	4.58	475768.12	2179018.02

Annexe 16 : Calcul des frais d'investissement pour tronçon SP3-RT

Diamètre (mm)	Prix du ml (DA)	Longueur (m)	Prix total (DA)	Annuité	Investissement (DA)
250	4163.97	10600	44138082	0.088	3884251.2
315	6309.37	10600	66879322	0.088	5885380.3
400	10192.06	10600	108035836	0.088	9507153.6
500	15889.78	10600	168431668	0.088	14821987

Annexe 17 : Bilan des couts (Exploitation-Investissement) pour tronçon SP3-RT

Diamètre (mm)	Investissement (DA)	Exploitation(DA)	TOTAL
250	3884251.2	17245355.3	**21129607**
315	5885380.3	6822192.83	**12707573**
400	9507153.6	3158126.43	**12665280**
500	14821987	2179018.02	**17001005**

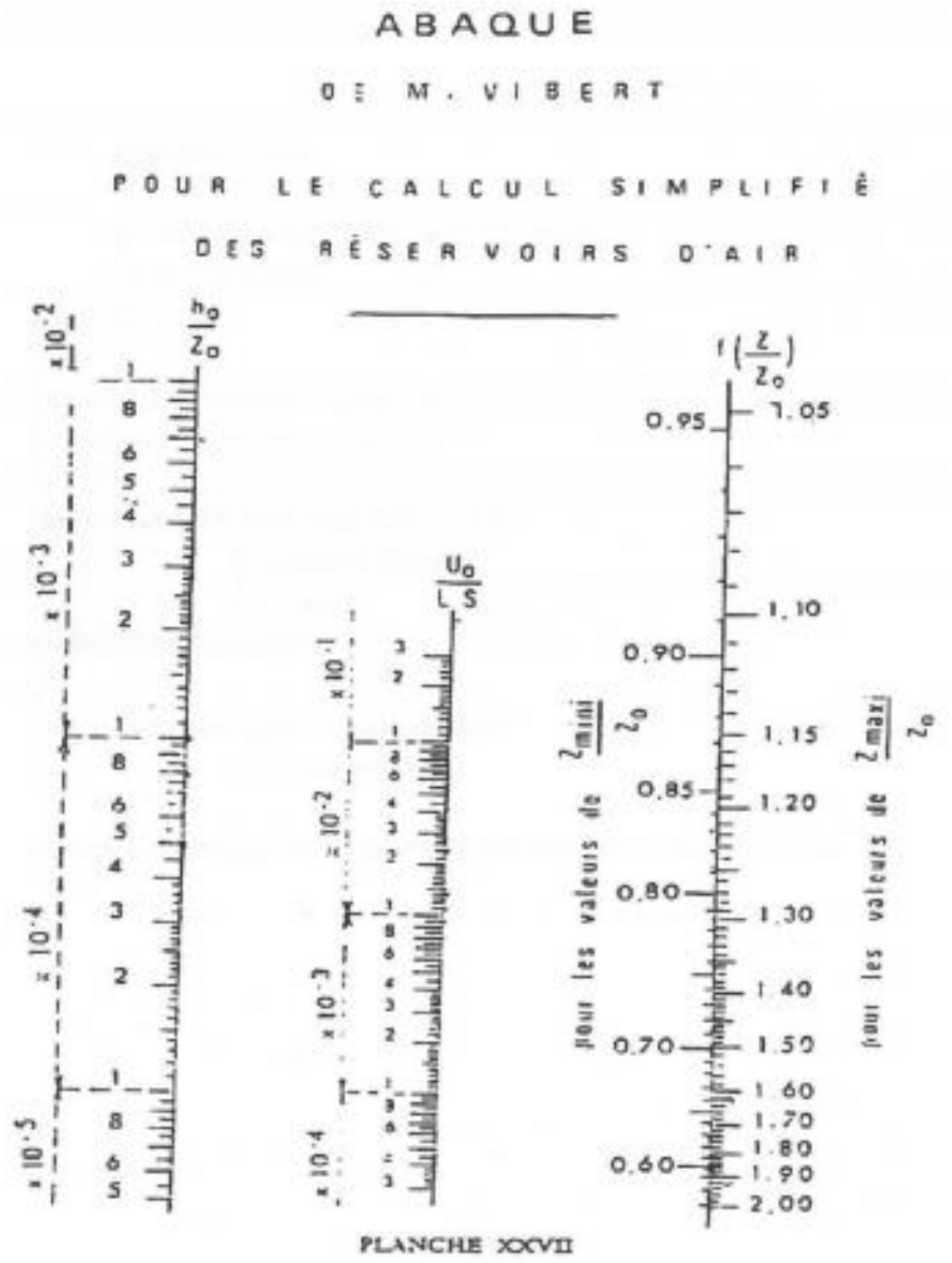
Annexe 18 : Calcul des volumes des réservoirs de Ain Kermes, Medrissa et Sidi Abderrahmane:

Heure	Consommation horaire (%)	Q Arrivé (%)	Stockage (%)	Départ de distribution(%)	Capacité horaire (%)
0-1	1.5	5	3.5		10
1-2	1.5	5	3.5		13.5
2-3	1.5	5	3.5		17
3-4	1.5	5	3.5		20.5
4-5	2.5	5	2.5		23
5-6	3.5	5	1.5		24.5
6-7	4.5	5	0.5		25
7-8	5.5	5		-0.5	24.5
8-9	6.25	5		-1.25	23.25
9-10	6.25	5		-1.25	22
10-11	6.25	5		-1.25	20.75
11-12	6.25	5		-1.25	19.5
1213	5	5			19.5
13-14	5	5			19.5
14-15	5.5	5		-0.5	19
15-16	6	5		-1	18
16-17	6	5		-1	17
17-18	5.5	5		-0.5	16.5
18-19	5	0		-5	11.5
19-20	4.5	0		-4.5	7
20-21	4	0		-4	3
21-22	3	0		-3	0
22-23	2	5	3		3
23-24	1.5	5	3.5		6.5

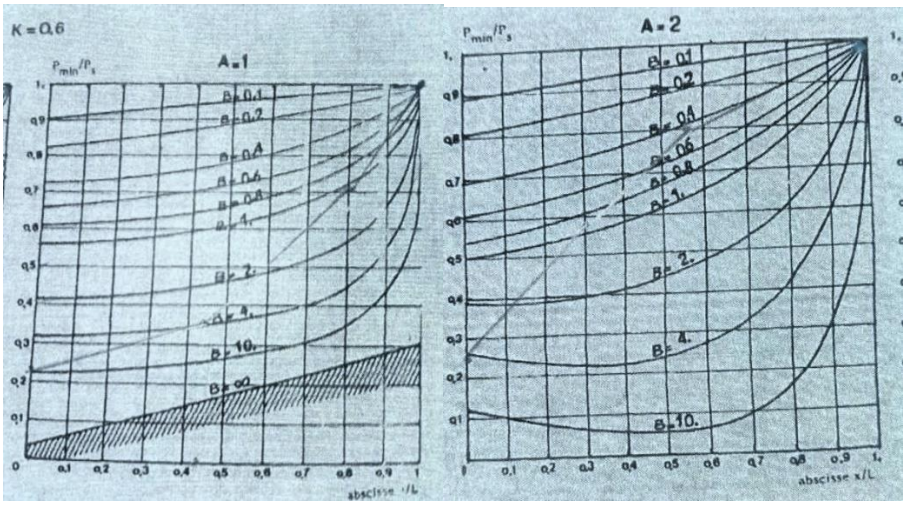
Annexe 19 :Calcul des volumes des réservoirs : Madna et Rosfa

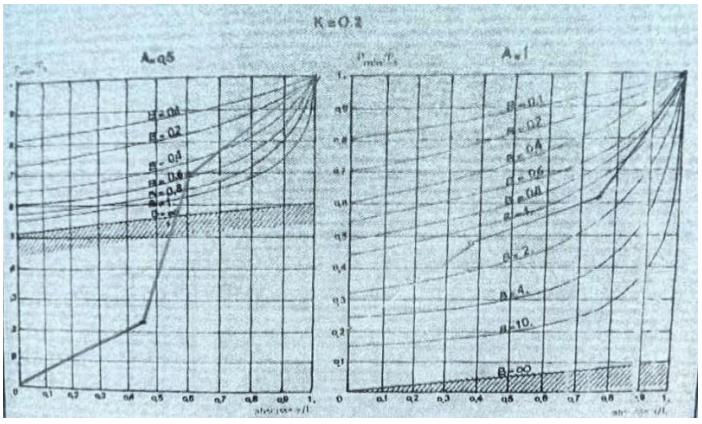
Heure	Consommation horaire (%)	Q Arrivé (%)	Stockage (%)	Départ de distribution (%)	Capacité horaire (%)
0-1	1	5	4		11
1-2	1	5	4		15
2-3	1	5	4		19
3-4	1	5	4		23
4-5	2	5	3		26
5-6	3	5	2		28
6-7	5	5			28
7-8	6.5	5		-1.5	26.5
8-9	6.5	5		-1.5	25
9-10	5.5	5		-0.5	24.5
10-11	4.5	5	0.5		25
11-12	5.5	5		-0.5	24.5
1213	7	5		-2	22.5
13-14	7	5		-2	20.5
14-15	5.5	5		-0.5	20
15-16	4.5	5	0.5		20.5
16-17	5	5			20.5
17-18	6.5	5		-1.5	19
18-19	6.5	0		-6.5	12.5
19-20	5	0		-5	7.5
20-21	4.5	0		-4.5	3
21-22	3	0		-3	0
22-23	2	5	3		3
23-24	1	5	4		7
Total	100	100	-	-	-

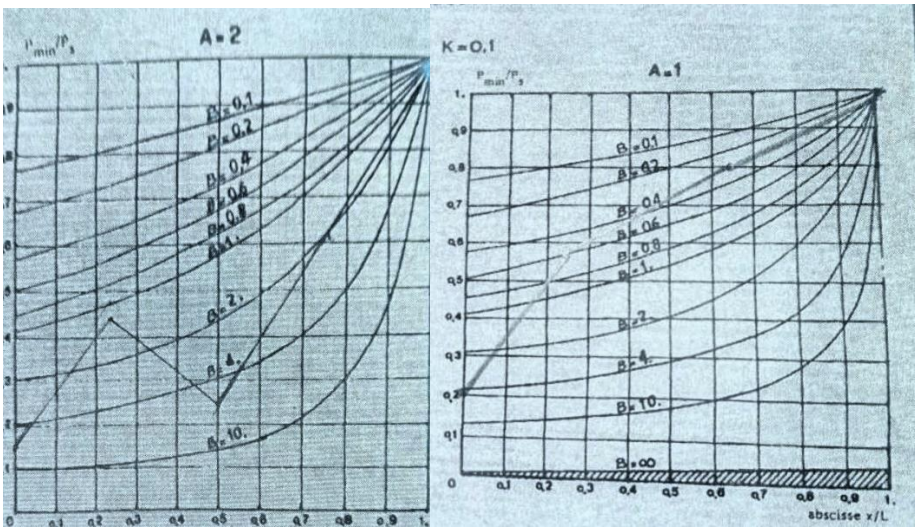
Annexe 20 :Abaque de Vibert



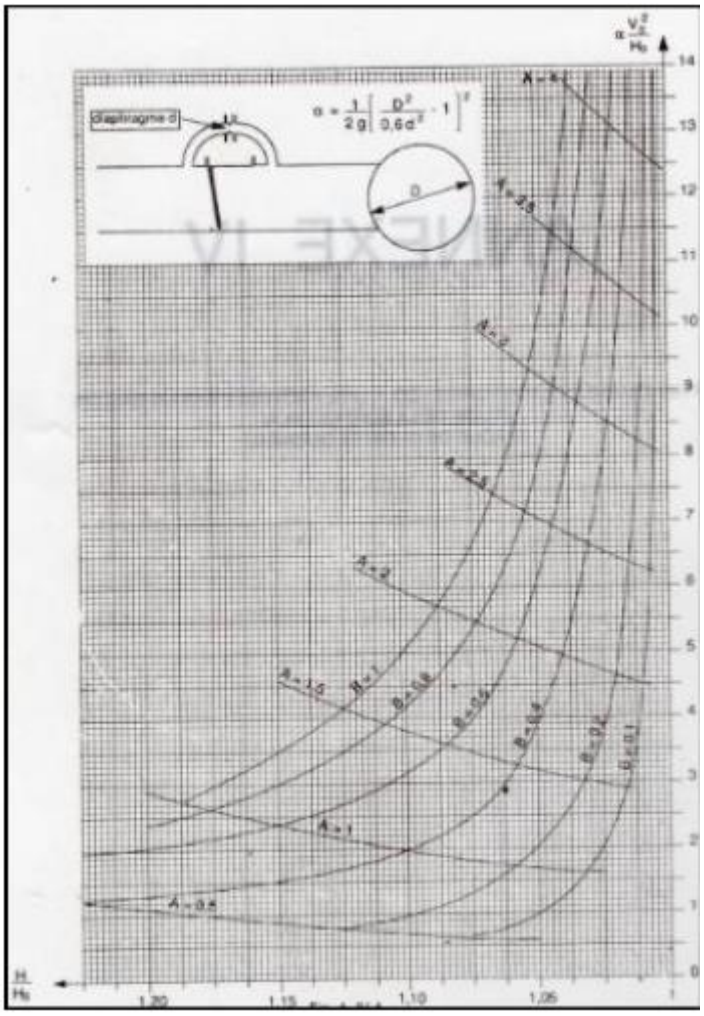
Annexe 21 : Abaque Puech et Meunier







Annexe 22 :Abaque de Dubin et Guéneau



Annexe 23 : Capacité du godet en fonction du volume de terrassement

Volume du terrassement par une pelle (m^3)	<10000	>10000	>20000	>100000
Capacité du gobet (m^3)	0.25-0.35	0.5-0.65	1-1.25	1.5

Annexe 24 : Tracé du système d'adduction sur google earth

