

Higher National School of Hydraulic

The Library

Digital Repository of ENSH



المدرسة الوطنية العليا للري

المكتبة

المستودع الرقمي للمدرسة العليا للري



The title (العنوان):

Etude d'adduction à partir des reservoirs de stockage de Chaiba pour l'alimentation en eau potable du couloir Chaiba-Hadjar Ediss (w. Annaba).

The paper document Shelf mark (الشفرة) : 1-0034-13

APA Citation (توثيق APA):

Khedimallah, Abderrahmane (2013). Etude d'adduction à partir des reservoirs de stockage de Chaiba pour l'alimentation en eau potable du couloir Chaiba-Hadjar Ediss (w. Annaba)[Mem Ing, ENSH].

The digital repository of the Higher National School for Hydraulics "Digital Repository of ENSH" is a platform for valuing the scientific production of the school's teachers and researchers.

Digital Repository of ENSH aims to limit scientific production, whether published or unpublished (theses, pedagogical publications, periodical articles, books...) and broadcasting it online.

Digital Repository of ENSH is built on the open software platform and is managed by the Library of the National Higher School for Hydraulics.

المستودع الرقمي للمدرسة الوطنية العليا للري هو منصة خاصة بتقييم الإنتاج العلمي لأساتذة و باحثي المدرسة.

يهدف المستودع الرقمي للمدرسة إلى حصر الإنتاج العلمي سواء كان منشورا أو غير منشور (أطروحات، مطبوعات، مقالات، دوريات، كتب....) و بثه على الخط.

المستودع الرقمي للمدرسة مبني على المنصة المفتوحة و يتم إدارته من طرف مديرة المكتبة للمدرسة العليا للري.

كل الحقوق محفوظة للمدرسة الوطنية العليا للري.

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

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE -ARBAOUI Abdellah-

DEPARTEMENT GENIE DE L'EAU

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option : Conception des Systèmes d'Alimentation en Eau Potable

THEME :

**ETUDE D'ADDUCTION A PARTIR DES RESERVOIRS
DE STOCKAGE DE CHAIBA POUR L'ALIMENTATION
EN EAU POTABLE DU COULOIR CHAIBA-HADJAR
EDISS. (W.ANNABA)**

Présenté par :

M^r KHEDIMALLAH ABDERRAHMANE

DEVANT LES MEMBRES DU JURY

| | | |
|-----------------------------------|-------------------|---------------------|
| M^r B. SALAH | Professeur | Président |
| M^r M.S BENHAFID | M.A.A | Examinateur |
| M^{me} W.MOKRANE | M.A.A | Examinatrice |
| M^r A.HACHEMI | M.A.A | Examinateur |
| M^r M.BOUZIANE | M.A.B | Examinateur |
| M^{me} F.DERNOUNI | M.A.A | Promotrice |

Septembre - 2013

Dédicaces

Je dédie ce travail :

*Avant tout à mes chers parents SALIMA et ALI, Qui m'ont soutenu durant
toutes ces années de formation.*

*A mes sœurs RANIA et IBTISSEM mes frères BORHANE, CHOVAIB
et les enfants de ma sœur
MOATEZ et FADI.*

*A toute la famille KHEDIMALLAH,
BOUKHALFA,
TOUMI.*

*A tous mes amis sans exception et d'une façon spéciale a : Abdelaziz, Mostafa, Amine,
Maroine, yahia,
Oussama, Fatah.*

Abderrahmane Khedimallah



Remerciements

Avant tout, je remercie le bon Dieu qui a illuminé mon chemin et qui m'a donné la force, ainsi que la bonne volonté pour achever le cursus universitaire et ce modeste travail.

Je tiens en premier lieu à exprimer ma profonde gratitude à ma promotrice Madame DERNOUNI FOUZIA pour son aide, ses conseils instructifs et précieux, sa confiance, ses encouragements et qui a bien voulu m'encadrer pour l'élaboration et le suivi de ce projet de fin d'étude.

Je remercie Madame W.Mokrane, Monsieur B.SALAH et Monsieur A.HACHEMI pour leurs conseils durant l'année de spécialité ainsi que pour leurs disponibilités à chaque fois que je les sollicite.

Je profite de l'occasion pour remercier tous mes enseignants de l'ENSH de la première année jusqu'à la cinquième année.

Je tiens aussi à exprimer mes vifs remerciements à toutes les personnes qui m'ont aidé tout au long de mon travail.

Mon respect aux membres du jury qui me feront l'honneur d'examiner mon travail : Mr B. SALAH, M^{me} W.MOKRANE, Mr A.HACHEMI, Mr M.BOUZIANE, Mr M.S BENHAFID.

Abderrahmane Khedimallah



ملخص

تقع المنطقة التي نحن بصدد دراستها (سيدي عمار، الحجار) غرب ولاية عناية و تعرف حاليا نقصا كبيرا في المياه الصالحة للشرب و هذا النقص راجع إلى صغر حجم الأنابيب و قدمها و تطور الحياة المعيشية لهذه المنطقة. يهدف هذا المشروع لتزويد أربع (04) بلديات بالمياه الصالحة للشرب انطلاقا من خزانين متواجدين في بلدية شعبية اللذين يحتويان على المياه المعالجة القادمة من سد شافية المتواجد بولاية الطارف. هذه الدراسة تحتوي على تحديد أبعاد أنابيب النقل، حجم الخزانات، محطة الضخ و حماية الأنابيب من ظاهرة المطرقة المائية.

Résumé

Notre zone d'étude se situe à l'ouest de la wilaya de Annaba plus précisément sur les communes de (Sidi Ammar, El Hadjar). A l'heure actuelle un manque d'eau potable important est constaté dû essentiellement à la vétusté et la faiblesse des diamètres des canalisations. Accentués par l'explosion démographique importante et le développement du niveau de vie de cette région.

Notre projet a pour but l'alimentation en eau potable de quatre (04) agglomérations à partir de deux réservoirs de stockage situés à CHAIBA dont l'eau provient du barrage de CHEFFIA dans la wilaya d'El Tarf.

Cette étude consiste à dimensionner l'adduction, les réservoirs, la station de pompage ainsi que la protection des conduites contre le coup de bélier.

Abstract

Our study area (Sidi Ammar, El Hadjar) is situated in the west of Annaba. It suffers currently a shortage of drinking water which is due to weakness and decay pipe diameters and further population growth, increasing development and the standard of living in this region.

Our project aims to supply drinking water to four (04) cities from a tank located at CHAIBA with water from the dam CHEFFIA in the province of El Tarf.

This study consists of determining the transmitting pipes, the tanks capacities, pumping stations and protecting hoses.

SOMMAIRE

| | |
|------------------------------------|----------|
| INTRODUCTION GENERALE | 1 |
|------------------------------------|----------|

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

| | |
|--|----|
| INTRODUCTION..... | 2 |
| I.1 Présentation de la Zone d'étude..... | 2 |
| I.2 Situation topographique..... | 3 |
| I.3 Geologie et hydrogéologie..... | 4 |
| I.4 Hydrographie..... | 6 |
| I.4.1 Les Oueds..... | 6 |
| a) <i>Oued Seybouse</i> | 6 |
| b) <i>Oued Meboudja</i> | 6 |
| c) <i>Oued El Hout</i> | 6 |
| d) <i>Oueds secondaires</i> | 6 |
| I.4.2 <i>Le Lac Fetzara</i> | 7 |
| I.5 Situation climatique..... | 9 |
| I.5.1 <i>Stations de mesures</i> | 9 |
| I.5.2 <i>Température</i> | 9 |
| I.5.3 <i>Humidité de l'air</i> | 10 |
| I.5.4 <i>Les Vents</i> | 10 |
| I.5.5 <i>L'ensolation</i> | 11 |
| I.5.6 <i>Les précipitations</i> | 11 |
| I.6 Risque sismique..... | 12 |
| I.7 Situation démographique..... | 13 |
| I.8 Situation hydraulique..... | 13 |
| I.8.1 Ressources existantes au niveau de la wilaya..... | 13 |
| I.8.1.1 <i>Forages au niveau de la wilaya</i> | 14 |
| I.8.1.2 <i>Retenues collinaires au niveau de la wilaya</i> | 14 |
| I.8.1.3 <i>Ouvrages en cours d'étude par l'ANBT</i> | 14 |
| I.8.2 Mobilisations et transfert à partir des wilayas limitrophes..... | 14 |
| I.8.2.1 <i>Mobilisations et transfert à partir d'El Tarf</i> | 14 |
| a) Barrage de Cheffia..... | 14 |
| b) Barrage de Mexa..... | 15 |
| c) Champ captant de Boutelja..... | 15 |
| I.8.2.2 <i>Mobilisations et transferts à partir de Skikda</i> | 15 |
| I.8.2.3 <i>Mobilisations et transferts à partir de Guelma</i> | 15 |
| I.8.2.4 <i>Total des ressources transférées a partir des wilayas limitrophes</i> | 15 |

| | |
|--|----|
| I.8.3 Situation hydraulique dans la zone d'étude | 15 |
| a) <i>Historique de la distribution</i> | 15 |
| CONCLUSION | 17 |

Chapitre II: Estimation des besoins en eau

| | |
|---|----|
| INTRODUCTION | 18 |
| II.1. Evolution de la population à l'horizon d'étude..... | 18 |
| II.2. Estimation des besoins en eau potable | 19 |
| II.2.1 Les besoins domestiques | 19 |
| II.2.2 besoins scolaires | 20 |
| II .2.3 Besoins administratifs..... | 20 |
| II .2. 4 Besoins sanitaires | 21 |
| II .2.5 Besoins socioculturels | 22 |
| II .2.6 Besoins en eau des différents élevages..... | 22 |
| II.2.7 Besoins commerciaux et industriels | 23 |
| II.2.8 Récapitulatif des différentes consommations journalières | 23 |
| II.3 Variations de la consommation maximale et minimale journalière | 24 |
| II .3. 1 Consommation maximale journalière..... | 24 |
| II.3.2 Consommation minimale journalière | 24 |
| II.4 Variations des débits horaires..... | 25 |
| CONCLUSION..... | |
|30 | |

Chapitre III : Dimensionnement des réservoirs

| | |
|---|----|
| INTRODUCTION | 31 |
| III.1 Fonctions des réservoirs | 31 |
| III.2 Clasification des réservoirs | 32 |
| • <i>Types de réservoirs</i> | 32 |
| • <i>De multiples facteurs interviennent dans la détermination du type de réservoir.</i> 32 | |
| • <i>Les critères les plus souvent retenus pour les choix</i> | 32 |
| • <i>Selon leur capacité</i> | 33 |
| ✓ <i>Rectangulaire ou carrée</i> | 33 |
| ✓ <i>Circulaire</i> | 33 |
| III.3 Emplacement des réservoirs [3] | 32 |
| III.4 Présentation des réservoirs existants | 33 |

| | |
|--|-----------|
| III.4.1 Les bâches de reprises | 33 |
| III.4.2 Réservoirs terminaux..... | 34 |
| III .5 Calcul de la capacité des réservoirs [3]..... | 34 |
| <i>III .5.1 Méthode analytique</i> | <i>35</i> |
| <i>III .5.2 Méthode graphique</i> | <i>35</i> |
| III.5.3 Cas remplissage par refoulement d'un réservoir | 36 |
| <i>III .5.3.a Estimation de la capacité totale du réservoir par la méthode analytique.</i> | <i>36</i> |
| III .5.4 Cas remplissage gravitaire d'un réservoir | 37 |
| a) Calcul de la capacité du réservoir de Hadjar Ediss | 37 |
| b) Calcul de la capacité du réservoir d'El Horaïcha | 38 |
| c) Calcul de la capacité du réservoir Derradji Redjem..... | 38 |
| d) Calcul de la capacité du réservoir Chaïba | 38 |
| <i>III.5.4.a Dimensionnement de la Bâche de reprises de la station de pompage de Bergouga (SP)</i> | <i>39</i> |
| <i>III.5.5 Récapitulation des résultats</i> | <i>40</i> |
| <i>III.5.6 Forme des réservoirs</i> | <i>40</i> |
| <i>1. Le diamètre D de la cuve.....</i> | <i>40</i> |
| <i>2. la section de la cuve.....</i> | <i>40</i> |
| <i>3. La hauteur totale H du réservoir</i> | <i>40</i> |
| <i>4. La hauteur de la réserve d'incendie :</i> | <i>41</i> |
| III.6 Équipement du réservoir | 41 |
| <i>III.6.1 Conduite d'arrivée</i> | <i>41</i> |
| <i>III.6.2 Conduite de départ ou de distribution.....</i> | <i>42</i> |
| <i>III.6.3 Conduite de trop-plein</i> | <i>42</i> |
| <i>III.6.4 Conduite de vidange</i> | <i>42</i> |
| <i>III.6.5 Conduite by-pass</i> | <i>42</i> |
| <i>III.6.6 Les joints d'étanchéité.....</i> | <i>42</i> |
| III.7 Système de matérialisation de la réserve d'incendie..... | 43 |
| III.8 Traversée des conduites dans les parois de la cuve | 45 |
| III.9 Hygiène et sécurité des réservoirs | 46 |
| CONCLUSION..... | 46 |

Chapitre IV : Etude de l'adduction

| | |
|--------------------------------------|-----------|
| INTRODUCTION..... | 47 |
| IV.1 Type d'adduction | 47 |
| a) Adduction gravitaire | 47 |

| | | |
|-------------|--|-----------|
| b) | Adduction par refoulement | 47 |
| c) | Adduction mixte | 47 |
| IV.2 | Adduction et type d'écoulement | 47 |
| IV.2.1 | Écoulement à surface libre | 48 |
| IV.2.2 | Écoulement en charge | 48 |
| IV.3 | Critères de choix de tracé..... | 48 |
| IV.4 | Choix du matériau de la conduite | 49 |
| ❖ | Sur le plan technique | 49 |
| a) | Conduites en Fonte | 49 |
| b) | Conduites en Acier | 50 |
| c) | Conduites en Amiante Ciment | 50 |
| d) | Conduites en polyéthylène (PE) | 50 |
| e) | PVC (Poly Chlorure de Vinyle) | 51 |
| | Conclusion..... | 51 |
| IV.5 | Etude des variantes | 52 |
| A. | Variante N° 1 | 52 |
| B. | Variante N°2 | 53 |
| C. | Variante N°3 | 53 |
| IV.6 | Calcul hydraulique | 55 |
| IV.6.1 | Cas de refoulement..... | 55 |
| IV.6.1.1 | Méthode de détermination du diamètre économique :..... | 55 |
| A. | <i>Amortissement annuel</i> | 56 |
| B. | <i>Frais d'exploitation</i> | 56 |
| C. | <i>Caractéristiques de l'adduction</i> | 56 |
| | ✓ <i>Hauteur manométrique totale</i> | 56 |
| | ✓ <i>Puissance de pompage</i> | 57 |
| | ✓ <i>Energie consommée par le pompage</i> | 57 |
| | ✓ <i>Dépense annuelle de l'énergie</i> | 57 |
| IV.6.2 | Méthode de Calcul du diamètre avantageux pour les conduites gravitaires | 58 |
| IV.6.1.1.1 | Etude de l'adduction par refoulement pour les deux variantes (Tronçon bêche de la station de pompage – Réservoir de Bergouga) :..... | 58 |
| A. | <i>Tronçon de refoulement</i> | 58 |
| | ➤ <i>Calcul des frais d'exploitations</i> | 59 |
| | ➤ <i>Calcul des frais d'amortissement</i> | 60 |
| | <i>Bilan des coûts (Exploitation - Amortissement)</i> | 60 |
| | Conclusion..... | 61 |
| IV.6.2.1 | Dimensionnement de l'adduction principale pour la variante N°1 | 61 |
| a) | Tronçon 1-2 (Réservoir Chaïba –Piquage1) | 62 |

| | |
|--|----|
| <i>b) Tronçon 2-3 (piquage1 – piquage2)</i> | 63 |
| <i>c) Tronçon 3-4 (piquage2 – piquage3)</i> | 63 |
| <i>d) Tronçon4-5 (piquage3 - réservoir de Hadjar Ediss)</i> | 64 |
| IV.6.2.2 Dimensionnement de l’adduction secondaire pour la 1 ^{ème} variante | 65 |
| <i>a)Tronçon 2-6 (piquage 1 - Bâche de reprise)</i> | 65 |
| <i>b) Tronçon 3 -7 (piquage 2 - Réservoir de Derradji Redjem)</i> | 66 |
| <i>c) Tronçon 4-8 (piquage 3 - Réservoir d’El Horaicha)</i> | 66 |
| IV.6.2.3 Dimensionnement de l’adduction principale pour la 2 ^{ème} variante | 68 |
| <i>a) Tronçon 3-5 (Piquage2 - Réservoir Hadjar Ediss)</i> | 68 |
| IV6.2.4 Dimensionnement de l’adduction secondaire pour la 2 ^{ème} variante | 69 |
| <i>a) Tronçon 3 -7 (Piquage 2 - Réservoir Derradji Redjem)</i> | 69 |
| <i>b)Tronçon 7- 8 (Reservoir Derradji Redjem - Réservoir d’El Horaicha)</i> | 70 |
| CONCLUSION..... | 73 |

Chapitre V : Etude du pompage

| | |
|---|----|
| INTRODUCTION..... | 74 |
| V.1 Définition | 74 |
| V.2 Couplage des pompes | 74 |
| V.3 Choix du type de pompe | 74 |
| V.4 Choix du nombre de pompes | 75 |
| V.4.1 Refoulement station de pompage de Bergouga – Réservoir de Bergouga..... | 75 |
| Conclusion | 75 |
| V.5 Courbes caractéristiques des pompes | 76 |
| V.6 Point de fonctionnement d’une pompe | 77 |
| V.6.1 Courbe caracteristique de la conduite | 77 |
| <i>V.6.1.1 Refoulement SP - Réservoir de Bergouga</i> | 77 |
| V.7 Modes de réglage | 78 |
| A-Débit disponible > Débit appelé..... | 78 |
| 1. Réglage qualitatif..... | 78 |
| 2. Réglage quantitatif | 78 |
| 3. Augmentation des pertes de charge dans les conduites de refoulement | 79 |
| 4. Diminution de temps de pompage | 79 |
| 5. Changement du type de la pompe | 79 |
| 6. Rognage | 79 |
| 6.1 Détermination du rendement de rognage | 79 |
| B- Débit disponible < Débit appelé..... | 80 |
| 1. Qalitatif | 80 |

| | | |
|----|--|----|
| 2. | Changement de type de pompe | 80 |
| 3. | Couplage des pompes | 80 |
| | V.8 Choix du moteur électrique | 80 |
| | V.8.1 Critères de choix du moteur électrique..... | 80 |
| | <i>V.8.1.1 Choix de la puissance du moteur</i> | 81 |
| | <i>V.8.1.2 Vitesse de rotation du moteur</i> | 81 |
| | V.8.2 Refoulement : SP – Réservoir de Bergouga..... | 81 |
| | V.9 Équipements hydrauliques en amont et en aval de la pompe : | 82 |
| | V.9.1 Équipements en amont de la pompe | 82 |
| | V.9.2 Équipements en aval de la pompe | 82 |
| | V.9.3 Dimensionnement des équipements des pompes : | 83 |
| | • Choix de nombre de collecteurs d'aspiration et leur dimensionnement :..... | 83 |
| | • Vérification de la vitesse : | 84 |
| | V.10 Etude de la cavitation [4] | 84 |
| | V.11 Calage de la pompe | 86 |
| | CONCLUSION..... | 86 |

Chapitre VI : Protection anti bélier

| | | |
|--|---|----|
| | INTRODUCTION..... | 87 |
| | VI.1 Protection des conduites contre le coup de bélier | 87 |
| | Définition | 87 |
| | VI.1.1 Les causes du coup de bélier..... | 87 |
| | VI.1.2 Les conséquences du coup de bélier | 87 |
| | a) La surpression..... | 88 |
| | b) La dépression | 88 |
| | c) Fatigue de la canalisation..... | 88 |
| | VI.1.3 Description des phénomènes physiques..... | 88 |
| | VI.1.4 Protection de la conduite de refoulement contre le coup de bélier | 90 |
| | a) Réservoirs d'air : | 90 |
| | b) Cheminée d'équilibre : | 90 |
| | c) Soupape de décharge : | 90 |
| | d) Volant d'inertie : | 90 |
| | VI.1 Calcul du réservoir anti bélier | 91 |
| | a) Méthode de VIBERT | 91 |
| | b) Méthode de BERGERON | 91 |
| | VI.3 Dimensionnement du réservoir anti bélier cas conduite de refoulement | 91 |
| | VI.3.1 Calcul de la célérité d'onde C..... | 93 |
| | VI.3.2 Calcul des capacités des différents réservoirs d'air | 93 |

| | |
|---|----|
| VI.4 Protection de la conduite gravitaire contre le coup de bélier | 94 |
| VI.5 Dimensionnement mécanique de l'adduction | 95 |
| • Conduite refoulement | 96 |
| • Conduite Gravitaire | 96 |
| CONCLUSION | 97 |

Chapitre VII : Pose des conduites

| | |
|--|-----|
| INTRODUCTION | 98 |
| VII.1 Pose de canalisation | 98 |
| VII.1.1 Pose de canalisation dans un mauvais terrain | 98 |
| a) Cas d'un terrain peu consistant | 98 |
| b) Cas d'un terrain agressif | 98 |
| VII.1.2 Pose de canalisation en galerie | 99 |
| VII.1.3 Traversée d'une rivière | 100 |
| VII.2 Equipements et ouvrages des conduites | 100 |
| VII.2.1 Pose des conduites | 100 |
| a) Equipement des point bas..... | 101 |
| b) Equipement des point hauts..... | 101 |
| VII. 3 Ouvrage des conduites | 101 |
| c) Butées-ancrages..... | 101 |
| d) Chambre de vannes | 101 |
| e) Franchissement des voies de communication et de la voie ferrée..... | 101 |
| CONCLUSION | 102 |

Chapitre VIII : Organisation de chantier

| | |
|---|-----|
| INTRODUCTION | 103 |
| VIII.1 Différents travaux à entreprendre | 103 |
| VIII.1.1 Travaux concernant l'adduction | 103 |
| a) Exécution des tranchées..... | 103 |
| b) Pose du lit de sable | 103 |
| c) Pose des conduites | 103 |
| d) Epreuve de joint et de la canalisation | 103 |
| e) Remblayage des tranchées..... | 103 |
| f) Nivellement et compactage..... | 104 |
| VIII.2 Calcul des volumes des travaux de l'adduction | 104 |
| VIII.2.1 Déblais d'excavation | 104 |
| VIII.2.1.1 La profondeur de la tranchée..... | 104 |

| | |
|---|------------|
| VIII.2.2 Lit de sable | 105 |
| VII.2.3 Volume de la conduite | 105 |
| VIII.2.4 Remblais | 106 |
| VIII.3.Choix des engins de terrassement | 107 |
| VIII.3.1.Pelle hydraulique | 107 |
| VIII.3.2 Bulldozer | 107 |
| VIII.3.2 Chargeur | 107 |
| VIII.3.2 Compacteur | 107 |
| VIII.4 La duré d'excavation | 107 |
| VIII.5 Définitions des tâches et leurs durées..... | 108 |
| VIII.5.1 Devis des travaux | 109 |
| VIII.6 Hygiene et sécurité | 109 |
| <i>VIII.6.1 les causes principale</i> | <i>109</i> |
| <i>VIII.6.2 Prévention</i> | <i>109</i> |
| CONCLUSION | 110 |
| CONCLUSION GENERALE | 111 |

LISTE DES TABLEAUX

Chapitre I: Présentation de la zone d'étude

| | |
|---|----|
| <i>Tableau I.1 : Station Hydrométrique.</i> | 9 |
| <i>Tableau I.2: Stations Pluviométriques.</i> | 9 |
| <i>Tableau I.3: Températures moyennes mensuelles en C° (2001-2010).</i> | 9 |
| <i>Tableau I.4: Humidité relative moyenne mensuelle en % (2001-2010).</i> | 10 |
| <i>Tableau I.5: Vitesses moyennes mensuelles des vents en m/s.</i> | 10 |
| <i>Tableau I.6: moyenne des insolation totales en heures à la station des salines 2001-2010.</i> | 11 |
| <i>Tableau I.7:Hauteur Moyennes Mensuelles des Précipitations des Stations Les Saline-Séraïdi en (mm)</i> | 11 |
| <i>Tableau I.8: Répartition de population par localités.</i> | 13 |

Chapitre II: Estimation des besoins en eau

| | |
|--|----|
| <i>Tableau II.1 : Estimation de la population future des agglomérations</i> | 18 |
| <i>Tableau II.2: Détermination des besoins domestiques.</i> | 20 |
| <i>Tableau II .3: Détermination des besoins scolaires.</i> | 20 |
| <i>Tableau II.4 : Détermination des besoins administratifs.</i> | 21 |
| <i>Tableau II.5 : Détermination des besoins sanitaires.</i> | 21 |
| <i>Tableau II.6: Détermination des besoins socioculturels.</i> | 22 |
| <i>Tableau II.7: Détermination des besoins des différents élevages.</i> | 22 |
| <i>Tableau II.8: Tableau récapitulatif des différentes consommations journalières.</i> | 23 |
| <i>Tableau II.9: Consommations maximale et minimale journalière pour chaque commune</i> | 25 |
| <i>Tableau II.10 : Variation du débit horaire pour la commune de Hadjar Ediss.</i> | 26 |
| <i>Tableau II .11 : Variation du débit horaire pour la commune d'El Horaîcha.</i> | 27 |
| <i>Tableau II.12 : Variation du débit horaire pour la commune de Derradji Redjem....</i> | 28 |
| <i>Tableau II.13: Variation du débit horaire pour la commune de Bergouga.</i> | 29 |
| <i>Tableau II.14 : Variation du débit horaire pour toutes les localités</i> | 30 |

Chapitre III: Dimensionnement des réservoirs

| | |
|--|----|
| <i>Tableau III .1 : Fonctions d'un réservoir.</i> | 32 |
| <i>Tableau III.2 : Réservoirs existants dans les différentes localités.</i> | 34 |
| <i>Tableau III .3: Evaluation du volume résiduel du réservoir de Bergouga.</i> | 36 |
| <i>Tableau III.4 : Récapitulation des résultats.</i> | 40 |
| <i>Tableau III.5: Tableau donnant les dimensions des réservoirs terminaux</i> | 41 |

Chapitre IV: Etude de l'adduction

| | |
|--|----|
| <i>Tableau IV.1: Coefficients K', m, β pour différents types du tuyau</i> | 58 |
| <i>Tableau IV.2: Calcul de la hauteur manométrique totale (HMT)</i> | 59 |
| <i>Tableau IV.3: Calcul des frais d'exploitation de la bêche (SP) –Réservoir de Bergouga</i> | 60 |
| <i>Tableau IV.4: Calcul des frais d'amortissement de la bêche (SP)–Réservoir de Bergouga</i> | 60 |
| <i>Tableau IV.5 : Bilan des frais d'investissement et d'exploitation</i> | 60 |
| <i>Tableau IV.6 : Résultats des diamètres avantageux de la conduite principale de la variante N°1</i> | 65 |
| <i>Tableau IV.7 : Résultats des diamètres avantageux de la conduite secondaire de la variante N°1</i> | 67 |
| <i>Tableau IV.8: Résultats des diamètres avantageux de la conduite principale de la variante N° 2</i> | 69 |
| <i>Tableau IV.9 : Résultats des diamètres avantageux de la conduite secondaire de la variante N°2</i> | 71 |
| <i>Tableau IV.10: Bilan général comparatif des variantes</i> | 72 |

Chapitre V: Etude du pompage

| | |
|--|----|
| <i>Tableau V.1: Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre</i> | 75 |
| <i>Tableau V.2: Courbe caractéristique de la conduite de refoulement</i> | 77 |
| <i>Tableau V.3: Variation du coefficient K en fonction de la puissance P</i> | 81 |
| <i>Tableau V.4: Pression atmosphérique en fonction de la côte</i> | 85 |
| <i>Tableau V.5 : Pression de vapeur en fonction de la température</i> | 85 |

Chapitre VI: Anti bélier

| | |
|---|----|
| <i>Tableau VI.1 : Comparaison entre les deux méthodes</i> | 91 |
| <i>Tableau VI.2: Les caractéristiques de tronçon de l'adduction de refoulement</i> | 93 |
| <i>Tableau VI.3: Calcul de célérité d'onde de tronçon de l'adduction de refoulement</i> | 93 |
| <i>Tableau VI.4: Calcul de volume du réservoir d'air de l'adduction de refoulement</i> | 93 |
| <i>Tableau VI.5 : Les caractéristiques de la conduite gravitaire</i> | 94 |

Chapitre VIII : Organisation de chantier

| | |
|--|-----|
| <i>Tableau VIII.1: Calcul du volume des déblais</i> | 105 |
| <i>Tableau VIII.2: Calcul du volume du lit de sable</i> | 105 |
| <i>Tableau VIII.3: Calcul du volume des conduites</i> | 106 |
| <i>Tableau VIII.4: Calcul du volume du remblai</i> | 106 |
| <i>Tableau VIII.5: Volumes des travaux de l'adduction</i> | 107 |
| <i>Tableau VIII.6 : Temps de réalisation des opérations de l'adduction</i> | 108 |
| <i>Tableau VIII.7: Devis des différents travaux de pose de conduite</i> | 109 |

LISTE DES FIGURES

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

| | |
|---|----|
| <i>Figure I.1 : Découpage administratif de la wilaya d'Annaba.</i> | 3 |
| <i>Figure I.2 : Carte de la plaine Sub-Littorale de Annaba.</i> | 4 |
| <i>Figure I.3 : Carte géologique du Nord Algérien.</i> | 5 |
| <i>Figure I.4 : Carte réseau hydrographique de la Wilaya d'Annaba.</i> | 8 |
| <i>Figure I.5 : Distribution des précipitations moyennées mensuelles des Stations Les Salines - Séraïdi (2001-2010).</i> | 11 |
| <i>Figure I.6 : Carte Pluviométrique de la W. d'Annaba.</i> | 12 |
| <i>Figure I.7: Carte de zonage sismique de territoire nationale selon R.P.A 99 modifié en2003</i> | 13 |
| <i>Figure I.8: Schéma de l'ancienne alimentation des localités concernées par le projets en AEP à partir de réservoir de Chaïba et Station de pompage oued El Nil</i> | 16 |

Chapitre II : Estimation des besoins en eau

| | |
|---|----|
| <i>Figure II.1 : Evolution de la population.</i> | 19 |
| <i>Figure II .2 : Répartition du débit par localité</i> | 24 |

Chapitre III : Dimensionnement des réservoirs

| | |
|---|----|
| <i>Figure III.1: Equipements des réservoirs</i> | 44 |
| <i>Figure III.2: Traversée des conduites (manchon à bout lisse)</i> | 45 |
| <i>Figure III.3: Traversée des conduites(Gaine en fonte)</i> | 45 |

Chapitre IV : Etude de l'adduction

| | |
|---|----|
| <i>Figure IV.1: Schéma du tracé de la variante N°1.</i> | 54 |
| <i>Figure IV.2: Schéma du tracé de la variante N°2.</i> | 54 |
| <i>Figure IV.3: Schéma du tracé de la variante N°3.</i> | 55 |
| <i>Figure IV.4: Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation</i> | 61 |
| <i>Figure IV.5: schémas représentatif de la variante N°1</i> | 73 |

Chapitre V : Etude du pompage

| | |
|--|----|
| <i>Figure V.1 : Les courbes caractéristiques de la pompe (SP) de type HMU40-2 /4</i> | 76 |
| <i>Figure V.2: Point de fonctionnement de la pompe (SP)</i> | 78 |
| <i>Figure V. 3 : Schéma descriptif pompe et moteur (Logiciel Caprari)</i> | 81 |

Chapitre VI : Anti bélier

| | |
|--|----|
| <i>Figure VI.1 : Étapes d'un cycle de variation de pression.....</i> | 89 |
| <i>Figure VI.2 : Emplacement d'un réservoir anti-bélier.</i> | 93 |
| <i>Figure VI.3 : Ecoulement en refoulement.....</i> | 96 |
| <i>Figure VI.4 : Ecoulement gravitaire.....</i> | 96 |

Chapitre VII : Pose des conduites

| | |
|--|-----|
| <i>Figure VII.1 : Pose de conduites dans un terrain peu consistant.</i> | 98 |
| <i>Figure VII.2: Pose de conduites dans un terrain agressif.</i> | 99 |
| <i>Figure VII.3 : Pose de canalisation en galerie.....</i> | 99 |
| <i>Figure VII.4 : traversée d'une rivière.....</i> | 100 |

Chapitre VIII : Organisation de chantier

| | |
|--|-----|
| <i>Figure VIII.1 : Réseau à nœuds représentant les travaux sur chantier.....</i> | 108 |
|--|-----|

LISTE DES PLANCHES

Planche N° 1 : Carte de situation de la zone d'étude villes de Sidi Amar - El Hadjar (W. Annaba).

Planche N° 2 : Plan d'équipement de la chambre des vannes des réservoirs 2 x 1500 m³ localité de Derradji redjem (W.ANNABA).

Planche N° 3 : Schéma synoptique de la variante retenue N°1 (W. Annaba).

Planche N° 4 : Profil en long de la conduite principale du réservoir Chaiba- piquage 1 (W. ANNABA) tronçon R-1.

Planche N° 5 : Profil en long de la conduite principale du réservoir Chaiba- piquage 1 (W. ANNABA) tronçon 1-2.

Planche N° 6 : Profil en long de la conduite principale du réservoir Chaiba- piquage 1 (W. ANNABA) tronçon 2-3.

Planche N° 7 : Profil en long de la conduite de refoulement de la station de pompage – Réservoir 1000 m³ de Bergouga (W. Annaba).

Nomenclature

DRE : Direction des ressources en eau

ANRH: Agence National des Ressources Hydrique

DPAT Annaba : Direction de planification et aménagement territoire.

ANBT : Agence national des barrages et transferts

P_n : Population pour l'horizon considéré ;

P_0 : Population à l'année de référence ;

t : Taux d'accroissement annuel de la population (%) ;

n : Nombre d'années séparant l'année de référence à l'horizon considéré.

$Q_{moy,j}$: débit moyen journalier en (m^3/j) ;

dot: dotation moyenne en ($l/j/hab$) ;

N: nombre d'habitants.

$Q_{max,j}$: Consommation maximale journalière (m^3/j).

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

$K_{max,j}$: coefficient d'irrégularité journalière maximum

$Q_{min,j}$: Consommation minimale journalière (m^3/j).

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

$K_{min,j}$: coefficient d'irrégularité journalière minimum

V_r : volume résiduel (m^3) ;

a : Fraction horaire du débit maximum journalier (%) ;

V_T : capacité totale du réservoir (m^3) ;

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

R_{max} : résidu maximal journalier

Q_a : le débit de la source (m^3/j).

N : nombre d'heures de pointe dans une journée.

$K_p * Q_{moy,h}$ ($Q_{max,h}$) : le débit de pointe (m^3/h).

$Q_{moy,h}$: Le débit moyen horaire (m^3/h).

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

t : temps nécessaire pour maintenir la crépine en charge (h)

V_n : capacité normalisée du réservoir (m^3) ;

S : section du réservoir (m^2) ;

D : diamètre de la cuve (m) ;

h : hauteur utile optimale d'eau (m)

H : hauteur totale du réservoir (m) ;

R : revanche (m).

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

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

F_{am} : Frais d'amortissement (DA)

P_{rc} : prix de la conduite en (DA)

A: Annuité d'amortissement

i : Taux d'annuité (%)

n' : Durée de l'amortissement de la conduite (ans)

H_g : hauteur géométrique (m) ;

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

Δh_p^{lin} : Pertes de charge linéaires (m).

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

L_g : 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,

R_e : Nombre de Reynolds ;

V : vitesse d'écoulement dans la conduite (m/s) ;

ν : viscosité cinématique de l'eau (m^2/s).

ε : Rugosité absolue de la conduite (mm);

P : puissance absorbée par la pompe (Kw) ;

Hmt : Hauteur manométrique totale (m) ;

η : rendement de la station de pompage (%)

E : énergie consommée pendant une année (Kwh) ;

t : temps de pompage par jour (h).

K : Dépenses annuelles d'énergie (DA) ;

E : Energie consommée par année (Kw) ;

δ : Prix du Kwh

ΔH_t : Perte de charge totale (m);

K' : Coefficient de perte de charge ;

L_{eq} : Longueur équivalente de la conduite (m) ;

L_{e_s} : Longueur équivalente des pertes de charge singulière (m) ;

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

β : Exposant tenant compte du régime d'écoulement ;

m : Exposant tenant compte du type du matériau.

I moy: gradient hydraulique moyen en (m/m).

Da : diamètre conduite aspiration (m) ;

da : diamètre de la tubulure d'aspiration (m) ;

Q_{exp} : Débit d'exploitation (m³/s) ;

V_{ref} : Vitesse de refoulement (m/s)

C_{TpR} : Côte du trop plein du réservoir (m) ;

C_{Tp.B} : Côte du trop plein de La bêche (m) ;

C_{r.R} : Côte radier du réservoir (m) ;

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

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

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

H_{avant, vannage} : Hauteur manométrique avant vannage (m) ;

H_{après, vannage} : Hauteur manométrique après vannage (m) ;

H_v : Perte de charge engendrée par la fermeture de la vanne de refoulement (m) ;

H_c : Hauteur correspondant à la projection du débit appelé sur la courbe caractéristique de la pompe (H-Q)_R (m).

t' : Nouveau temps de fonctionnement de la station de pompage par jour (h);

Q_{app} : Débit appelé par la pompe (m³/s) ;

Q_{pf} : débit du pointe de fonctionnement (m³/s) ;

d : diamètre de la roue à rogner (mm) ;

D : diamètre de la roue après rognage (mm) ;

m' : Coefficient de rognage ;

R : Pourcentage de rognage (%) ;

H_c : Hauteur manométrique total (m) ;

η_{tr} : Rendement d'accouplement direct (1) (%) ;

η_m : Rendement du moteur (%) ;

η_p : Rendement de la pompe (%) ;

K : Coefficient de correction ;

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

N_p : Vitesse de rotation de la pompe (tr/mn) ;

d : Distance entre la génératrice inférieure de la conduite et la surface du sol (m) ;
 L_c : Longueur de convergent (m) ;
 $(NPSH)_r$: Charge nette d'aspiration requise, elle est fournie par le constructeur (m) ;
 $(NPSH)_d$: Charge nette d'aspiration disponible, elle est fournie par l'installateur (m) ;
 r : marge de sécurité (m) ;
 Δh_{asp} : Perte de charge totale du côté aspiration (m) ;
 ∇_{axe} : Niveau de l'axe de la pompe (m) ;
 ∇_{min} : Niveau minimal du plan d'eau de la bêche d'aspiration (m) ;
 C : Célérité en (m/s) ;
 k : Coefficient d'élasticité de l'eau ;
 ρ : Masse volumique de l'eau (kg/m^3) ;
 e_m : Epaisseur de la conduite (m) ;
 a : Rayon intérieur de la conduite (m) ;
 ν_m : Coefficient de poisson du matériau de la conduite ;
 ν_s : Coefficient de poisson du sol entourant la conduite ;
 E_m : Module de Young de la conduite en PEHD ;
 E_s : Module de Young du sol ;
 V_0 : vitesse moyenne de refoulement en (m/s).
 Z_0 : La pression absolue en (m.c.e)
 U_{max} : volume du réservoir d'air (m^3) ;
 S_c : section de la conduite (m^2) ;
 t' : le temps de fermeture du robinet vanne (h) ;
 σ_{admi} : Contrainte admissible supportée par le matériau de canalisation (MPa) ;
PMS : pression maximale de service (m) ;
PMF : C'est une pression qui correspond à la PMS augmentée du coup de bélier (m) ;
 S_{exc} : surface des déblais de chaque coupe (m^2) ;
 b : largeur de la tranchée (m) ;
 V_{exc} : volume des déblais entre deux coupes consécutives (m^3) ;
 L_{exc} : distance entre deux coupes consécutives (m) ;
 H_{tr} : profondeur de la tranchée (m) ;
 h' : hauteur de la génératrice supérieure de la conduite à la surface du sol (m) ;
 h_1 : épaisseur du lit de pose de sable (m) ;
 V_D : Volume du déblai (m^3) ;

S_t : La section de tranchée (m^2) ;

V_s : volume du lit de sable (m^3) ;

e : épaisseur du lit de sable (m) ;

S_D : surface du déblai (m^2) ;

S_s : surface du lit de sable (m^2) ;

R_p : capacité du godet en jour (m^3 /jour).

INTRODUCTION GENERALE

L'Algérie est un pays jeune en croissance avec des besoins grandissants en matières premières essentielles à la vie, en l'occurrence alimentaires, sanitaires, et plus particulièrement en eau potable.

L'accroissement rapide de la population avec le développement des agglomérations, des unités industrielles et l'intensification de l'agriculture font que la demande en eau augmente d'année en année, entraînant une diminution significative des réserves et menaçant aussi la qualité des eaux superficielles et souterraines par les divers rejets.

L'Algérie est un pays qui possède des ressources hydriques limitées pour des raisons climatiques dépendant essentiellement d'une pluviométrie précaire, irrégulière et mal répartie.

Dans cette optique, la réalisation de ce projet apportera une véritable solution au problème de l'insuffisance en eau qui se traduisait par la vétusté et la faiblesse des diamètres des canalisations, accentués par l'explosion démographique importante et le développement du niveau de vie dans cette région.

Le présent travail s'inscrit dans le cadre des problèmes d'adduction en eau potable avec une distribution quantitative, qualitative et dans le temps dans la wilaya d'Annaba .Il va nous permettre de solutionner l'alimentation en eau du couloir Chaïba - Hadjar Ediss qui comporte quatre agglomérations en l'occurrence Bergougga, Derradji Redjem, Hadjar Ediss situées dans la commune de Sidi Amar, et El Horaïcha située dans la commune d'El Hadjar limitrophe.

Le projet d'une façon succincte est une adduction mixte comportant des tronçons gravitaires et en refoulement de 23Km à partir des réservoirs situés à Chaïba vers des réservoirs au niveau des agglomérations sus indiquées.

CHAPITRE I :
Présentation de la zone
d'étude

INTRODUCTION

Ce chapitre portera sur la description générale de la zone d'étude en envisageant ses situations topographique, géographique, hydrographique, géologique, démographique, climatique, et surtout hydraulique.

I.1 Présentation de la Zone d'étude

La wilaya d'Annaba est une région à vocation industrielle, agricole et touristique. Ses activités font d'elle une grande consommatrice d'eau.

Elle est située au Nord-Est de l'Algérie limitée :

- Au Nord par la Méditerranée ;
- Au Sud par la wilaya de Guelma ;
- A l'Est par la wilaya d'El Tarf ;
- A l'Ouest par la wilaya de Skikda.

Elle s'étend sur une superficie de 1413Km² avec une population de 640000 habitants en 2012 [d'après la Direction de Planification et Aménagement Territoire (DPAT Annaba)], et une densité de 45,28 habitant/km². Son littoral s'étend sur 50Km. Administrativement, elle est constituée de cinq (05) Daïras et douze (12) communes.

Concernant notre zone d'étude, elle appartient à la daïra d'El Hadjar qui est limitée

- à l'Est par la commune de Besbes et Echatt (W. El Tarf),
- au Nord par la commune d'El Bouni
- au Sud par Cheurfa et Ain Berda,
- à l'Ouest par Berrahal.

La population de cette daïra s'élevait à 128500 habitants en 2012 occupant une superficie de 95Km². Source (DPAT Annaba).



Figure I.1 : Découpage administratif de la wilaya d'Annaba.

(Source : DRE Annaba)

I.2 Situation topographique

La région concernée par notre projet est située entre les latitudes $36^{\circ}.48'$ et $36^{\circ}.49'$, et les longitudes $7^{\circ}.36'$ et $7^{\circ}.43'$.

➤ Les montagnes représentent 52,16% du territoire de la wilaya d'Annaba. Elles se distinguent par le massif de l'Edough dont le point culminant se situe au mont Bouzizi avec 1100m d'altitude.

➤ Les collines et les piémonts, occupent 25,82%.

➤ Les plaines représentent 18,08%. Elles sont limitées au Nord par l'anticlinal du massif de l'Edough et au Sud par l'anticlinal de la chaîne numidienne.

➤ La plaine d'El Hadjar occupe la partie Est du fond de la cuvette du Lac Fetzara et se prolonge par celle de Annaba. Elle est reliée au Lac Fetzara à partir de l'Oued Méboudja.

La plaine d'El Hadjar se termine au Nord, contre le Djebel Belelieta (dernier mont du massif de l'Edough), le versant de ce Djebel est rectiligne et abrupte.

➤ Le reste du relief est constitué de plateaux représentant 3,94%.

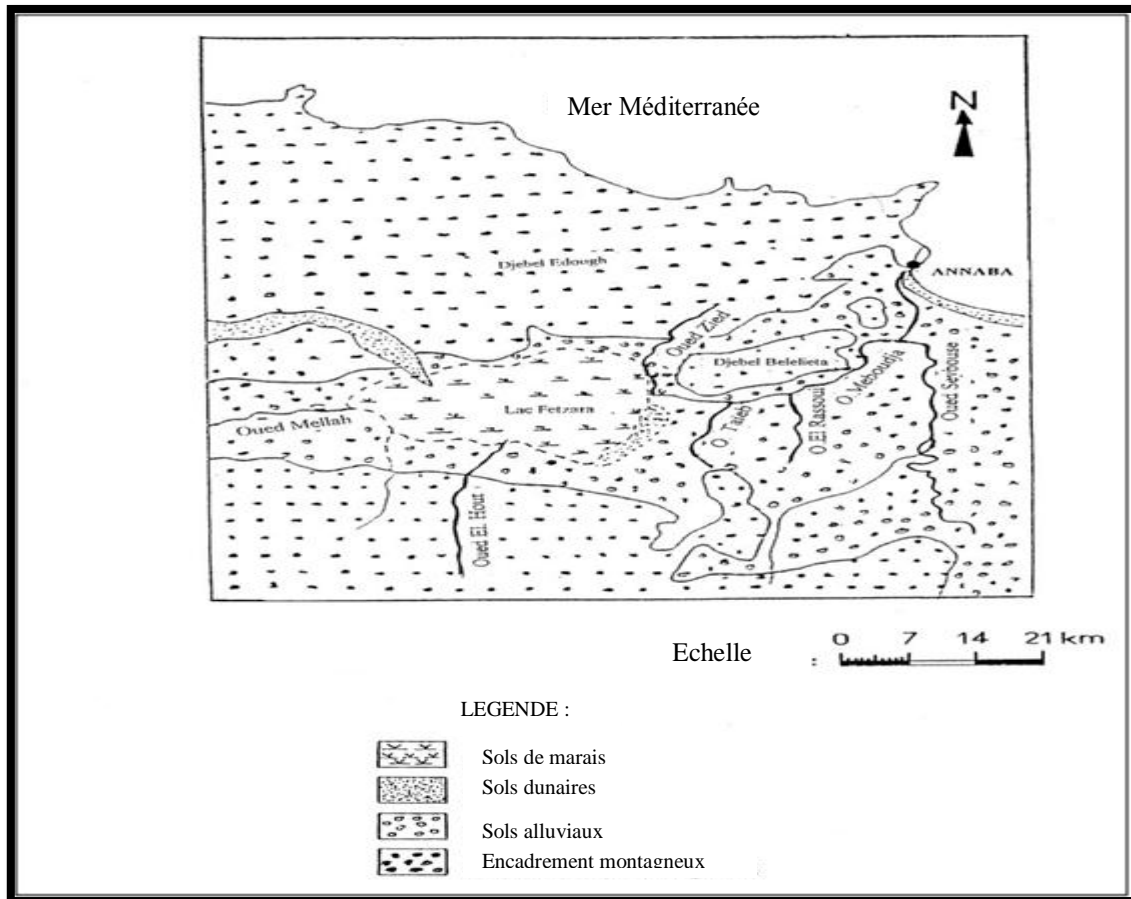


Figure I.2 : Carte de la plaine Sub-Littorale de Annaba.
(Source : DRE Annaba).

I.3 Géologie et hydrogéologie

La région d'étude fait partie de l'ensemble géologique du Tell d'Algérie Nord Oriental. Cet ensemble s'étend de la région Constantinoise à la frontière Algéro- Tunisienne, sur une longueur d'environ 200 km.

Selon les diverses cartes et étude géologique établies par L - JOLEAUD (1933) et celles établies par J.M.VILLA - JP BOUILLIN - M DURAND DELGA –JC LAHONNDERE –JF RAOULT-G DUROZOY (1978) couvrant la région ; celle-ci comporte à la fois des affleurements de Terrains métamorphiques et sédimentaires.

Les roches métamorphiques se situent uniquement à l'Ouest de la plaine d'Annaba dans les massifs d'EDOUGH, BELLEILITA et BOUHAMRA. Les roches sédimentaires occupent le reste de la région.

D'après la carte géologique du Nord –Est Algérien notre zone est située sur la Nappe Numidienne de formation Mio - pliocène continental. (Annexe I)

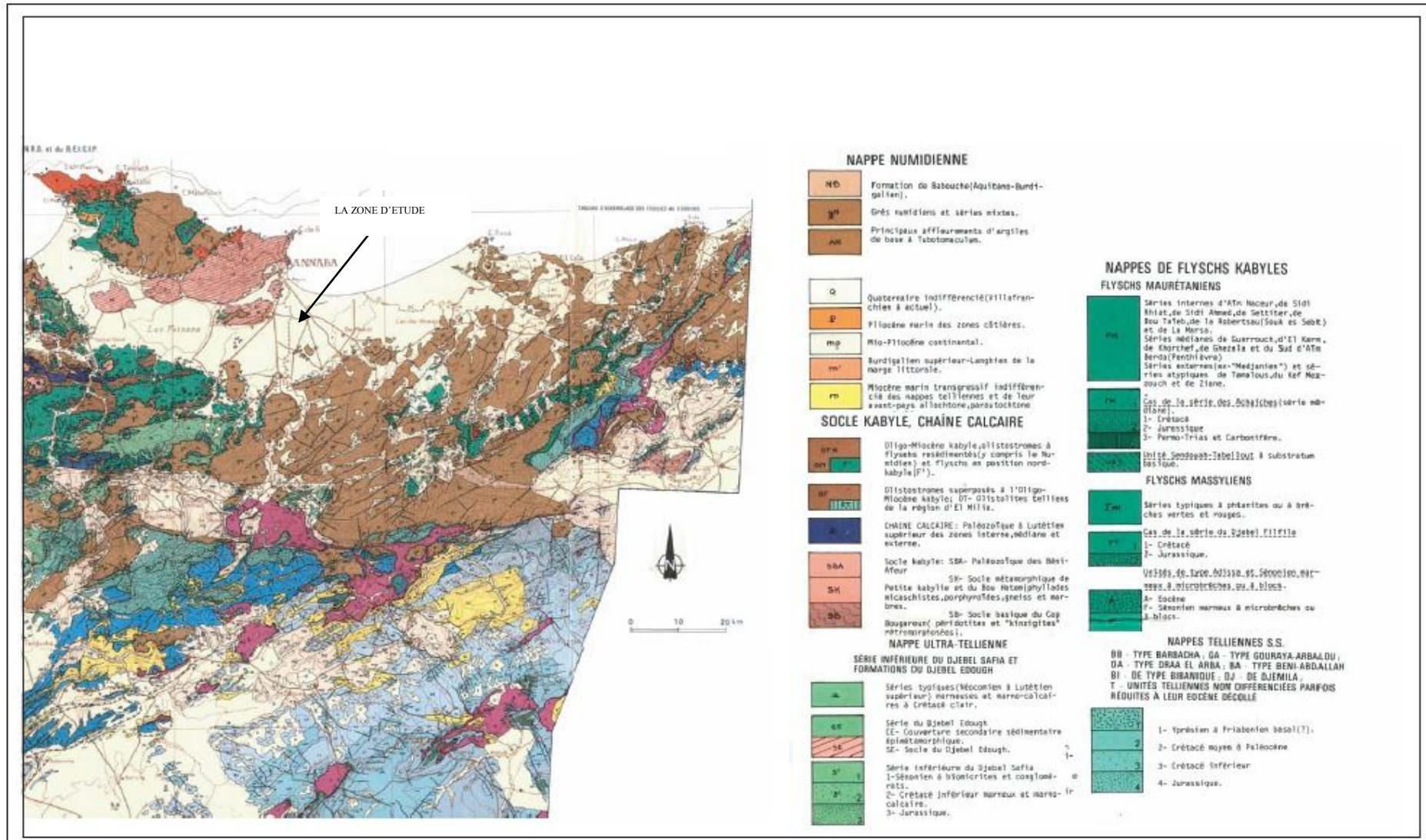


Figure I.3 : Carte géologique du Nord Algérie

(Source : DRE Annaba)

I.4 Hydrographie

La wilaya d'Annaba dispose d'un réseau hydrographique dense constitué principalement par :

I.4.1 Les Oueds*a) Oued Seybouse*

L'Oued Seybouse est le plus important, coule du Sud au Nord sur une longueur de 160 km. Il résulte de la jonction des oueds, Bouhamdène et Cherf dans la région de Medjaz Amar (W.Guelma) et draine un bassin versant très hétérogène de surface égale à 6475 km².

L'Oued Seybouse traverse la wilaya d'El Tarf dans sa partie Ouest et pénètre dans la plaine d'Annaba en perdant sa torrentialité et en abandonnant une grande partie de sa charge solide.

Le régime des débits mensuels est très variable, le mois de Janvier représente le maximum (46 m³/s), par contre le minimum mensuel s'observe au mois d'Août (0,50 m³/s) où les précipitations sont faibles et l'évaporation est forte. Le débit moyen annuel est de 425,50 Mm³/an (Khérici 93-Djabri 96)*.

b) Oued Meboudja

L'Oued Meboudja assure la liaison entre le lac Fetzara par le biais du canal de dessèchement et l'Oued Seybouse. Il draine une superficie de 203 km², et reçoit deux affluents : Oued Taib et Oued El Ressoul.

L'Oued Meboudja se raccorde à l'oued Seybouse à environ 8 km avant l'embouchure vers la Mer Méditerranée.

c) Oued El Hout

C'est le plus long cours d'eau qui alimente le lac Fetzara. Il s'écoule du Sud au Nord sur une longueur d'environ 10 km. Il prend sa source sur le Djebel Menchoura. Il draine un bassin versant de 81 km².

d) Oueds secondaires

- Oued El Mabour sur une longueur d'environ 8,5 km
- Oued Magroun sur une longueur d'environ 9 km
- Oued Entouche sur une longueur d'environ 11 km
- Oued Rassoul sur une longueur d'environ 8 km
- Oued Ouldja sur une longueur d'environ 9 km
- Oued El Aneb sur une longueur d'environ 25 km

- Oued Ras El Ma sur une longueur d'environ 10 km

Parmi les Oueds indiqués, certains d'entre eux traversent notre zone d'étude à savoir : Oued Meboudja, Oued Rassoul, quant à l'Oued Seybouse, il longe notre zone sur sa partie Est.

1.4.2 Le Lac Fetzara (Figure 1.4)

C'est un vaste plan d'eau à périphérie marécageuse situé dans le prolongement occidental de la zone de subsidence de la plaine de Annaba. Il se situe à 18km au Sud-Ouest de la ville d'Annaba et à 14km de la mer. Il s'allonge dans le sens Est-Ouest sur 17km de long et sur 13km de large .Il est limité au Nord par le massif d'Edough, par les collines d'Ain Berda au Sud et les cordons dunaires situés à l'Est et à l'Ouest.

Il occupe une superficie de 20680 ha (Atlas des 26 zones humides2002) **
les eaux du lac Fetzara sont collectées à partir des oueds El Hout au Sud, El Mellah à l'Ouest et Zied au Nord-Est, ainsi que celles qui se déversent des montagnes environnantes. Le drainage du site se fait par l'intermédiaire du canal principal dont les eaux d'évacuation se déversent dans l'Oued Meboudja puis, dans l'Oued Seybouse qui débouche dans la mer.



Figure I.4 : Carte réseau hydrographique de la Wilaya d'Annaba.

(Source : ANRH Annaba).

I.5 Situation climatique

La région d'étude est soumise à un climat Méditerranéen, se caractérisant par deux saisons distinctes : l'une humide et froide, l'autre sèche et chaude.

I.5.1 Stations de mesures

Le réseau pluviométrique géré par l'ANRH « Agence Nationale des Ressources Hydriques » couvre la totalité de la région d'études, où se répartit un ensemble de stations hydrométriques et pluviométriques dont les principales sont :

Tableau I.1 : Station Hydrométrique.

| Station | Code | Surface Contrôles (Km ²) | Oued |
|--------------|----------|--------------------------------------|----------|
| Ain El Berda | 14-06-06 | 103 | Seybouse |

(Source : ANRH Annaba)

Tableau I.2: Stations Pluviométriques.

| Stations | Code | Coordonnée (km) | | Altitude (m) |
|--------------|----------|-----------------|---------|--------------|
| | | X | Y | Z |
| Les Salines | 14-06-07 | 746.24 | 365.413 | 20 |
| Ain Breda | 14-06-06 | 937.3 | 383.2 | 130 |
| Berrahal | 03-13-02 | 924 | 403.1 | 750 |
| Séraïdi | 03-14- | 860.0 | 412.4 | 860 |
| Pont Bouchet | 14-06-31 | 950.5 | 402 | 08 |

(Source : ANRH Annaba)

I.5.2 Température

Les relevés de températures ont été effectués à partir de deux stations climatologiques, situées près du site d'étude.

Le tableau I.3 illustre les différentes températures de ces stations sur dix(10) ans.

Tableau I.3: Températures moyennes mensuelles en C° (2001-2010).

| station | S | O | N | D | J | F | M | A | M | J | Jt | At | Moy |
|-------------|------|-------|-------|------|------|------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| Les Salines | 23.2 | 20.2 | 15.5 | 12.6 | 11.5 | 11.6 | 13.5 | 15.3 | 18.8 | 22.6 | 25.1 | 26.2 | 18 |
| Séraïdi | 20.3 | 17.14 | 11.76 | 8.91 | 7.93 | 8.06 | 10.79 | 12.21 | 17.56 | 22.09 | 24.86 | 25.37 | 15.58 |

(Source : ANRH Annaba)

Les données disponibles mettent en évidence des oscillations thermiques très importantes, réparties sur deux saisons l'une chaude et l'autre froide.

➤ la saison chaude est marquée par l'augmentation de la température caractérisée par

des moyennes mensuelles supérieures à 20 C° de Juin à Septembre parfois Octobre avec un maximum au mois d'Août. Cette température provoque de fortes évaporations et donc un déficit d'écoulement.

Ces températures atteignent parfois 40 C° à 45 C° lors de journées de sirocco situées durant les mois de juillet, août et parfois septembre.

➤ la saison froide est caractérisée par des moyennes mensuelles inférieures à 17C°de Novembre à Mai. Les plus basses températures s'observent en Janvier, Février, le mois de Janvier est le plus froid avec parfois des journées de gel.

1.5.3 Humidité de l'air

Le tableau I.4 montre que la variation au cours de l'année est peu significative au niveau de la station des Salines avec de faibles variations hivernale et estivale représentatives des plaines littorales (70,55 à 76,96%).

La station de Séraïdi, située en montagne, présente quant à elle des variations assez importantes en humidité relative entre la saison chaude et froide (58 à 79,8%).

Tableau I.4: Humidité relative moyenne mensuelle en % (2001-2010).

| Mois | Jan | Fev | Mars | Avril | Mai | Juin | Juil | Août | Sep | Oct | Nov | Dec |
|-------------|-------|------|------|-------|-------|------|------|-------|------|------|------|------|
| Les Salines | 76.96 | 76.9 | 74.5 | 74.4 | 74.99 | 72.6 | 70.7 | 70.55 | 71.4 | 74.1 | 75.5 | 76.2 |
| Séraïdi | 79.1 | 79.8 | 72.7 | 74.6 | 67.3 | 61.5 | 58 | 59 | 74.1 | 74.8 | 79.5 | 79.6 |

(Source : ANRH Annaba)

1.5.4 Les Vents

Les vents les plus violents se manifestent en hiver et les plus faibles en été.

La direction des vents prédominants est : Nord-Ouest et Sud-Est.

Tableau I.5: Vitesses moyennes mensuelles des vents en m/s.

| Mois | J | F | M | A | M | J | Jt | At | S | O | N | D |
|-------------|-----|-----|-----|-----|-----|------|-----|------|-----|-----|-----|------|
| Les Salines | 3.9 | 3.9 | 3.7 | 3.9 | 3.6 | 3.9 | 4.0 | 3.8 | 3.7 | 3.3 | 3.9 | 4.09 |
| Séraïdi | 2.5 | 2.2 | 1.7 | 2.0 | 1.2 | 1.08 | 0.9 | 1.05 | 1.5 | 1.6 | 2.5 | 3 |

(Source : ANRH Annaba)

I.5.5 L'insolation

A la station les salines (2001-2010), la durée d'ensoleillement moyenne varie de 4,8 heures en Janvier à 11,4 heures en Juillet.

Tableau I.6: moyenne des insolationes totales en heures à la station des salines 2001-2010.

| Mois | J | F | M | A | M | J | Jt | At | S | O | N | D |
|------|-----|-----|-----|-----|-----|------|------|------|-----|-----|-----|-----|
| Moy | 4.8 | 5.5 | 6.1 | 7.1 | 8.1 | 10.3 | 11.4 | 10.3 | 8.4 | 6.7 | 5.4 | 4.9 |

(Source : ANRH Annaba)

I.5.6 Les Précipitations

La pluviométrie est un facteur climatique très important. Il conditionne l'écoulement saisonnier, le régime des cours d'eaux, et l'alimentation des nappes aquifères.

Les hauteurs des pluies enregistrées durant la période (2001-2010) aux stations : Les Salines et Séraïdi sont illustrées dans le tableau I.7. La distribution des précipitations moyennes mensuelles est représentée par la figure I.5.

Tableau I.7: Hauteur Moyennes Mensuelles des Précipitations des Stations Les Saline-Séraïdi en (mm)

| Mois | J | F | M | A | M | J | Jt | At | S | O | N | D | Tot | Moy |
|-------------|--------|--------|-------|--------|-------|-------|------|-------|------|--------|--------|--------|---------|------|
| Les Salines | 105.44 | 73.13 | 43.57 | 61.76 | 42.55 | 13.76 | 3.45 | 17.2 | 54.4 | 48.67 | 117.27 | 115.48 | 696.7 | 58.1 |
| Seraïdi | 206.47 | 131.89 | 63.01 | 115.68 | 55.3 | 13.51 | 4.17 | 20.93 | 71.5 | 105.03 | 197.09 | 214.5 | 1199.08 | 99.9 |

(Source : ANRH Annaba)

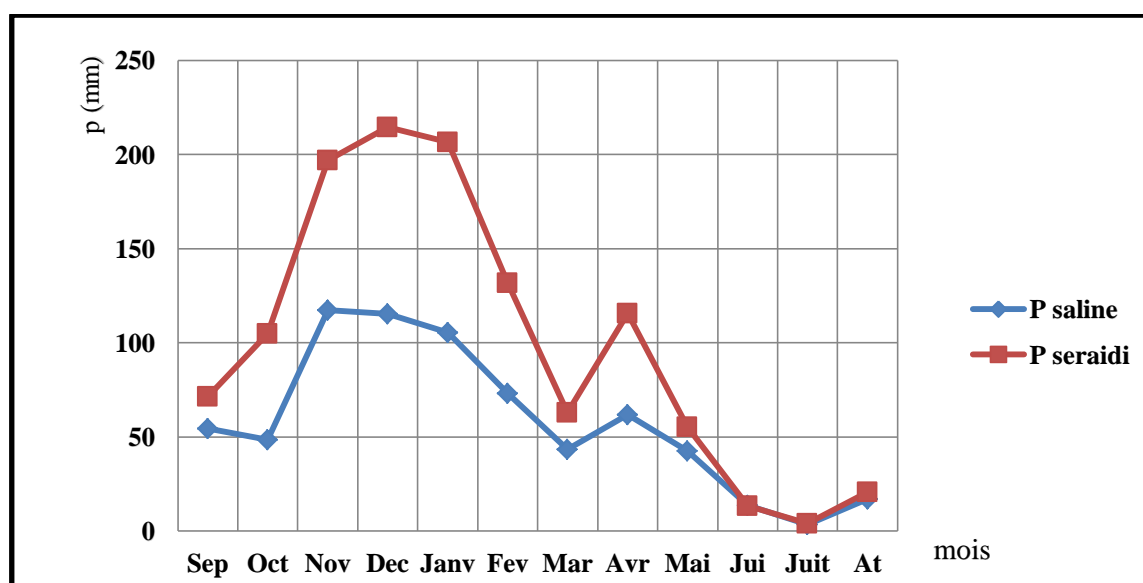


Figure I.5 : Distribution des précipitations moyennes mensuelles des Stations Les Salines-Séraïdi (2001-2010).

Les mois les plus pluvieux en montagne (Seraidi) et au niveau des plaines (les Salines) relevés des deux stations sont Novembre, Décembre, Janvier avec des moyennes supérieures à 105mm au niveau des Salines et supérieures à 195mm à Seraidi.

Les mois les plus secs au niveau des deux stations sont Juin, Juillet et Août, avec un mois d'Avril assez arrosé : 61mm (Les Salines) et 115mm (Seraidi).

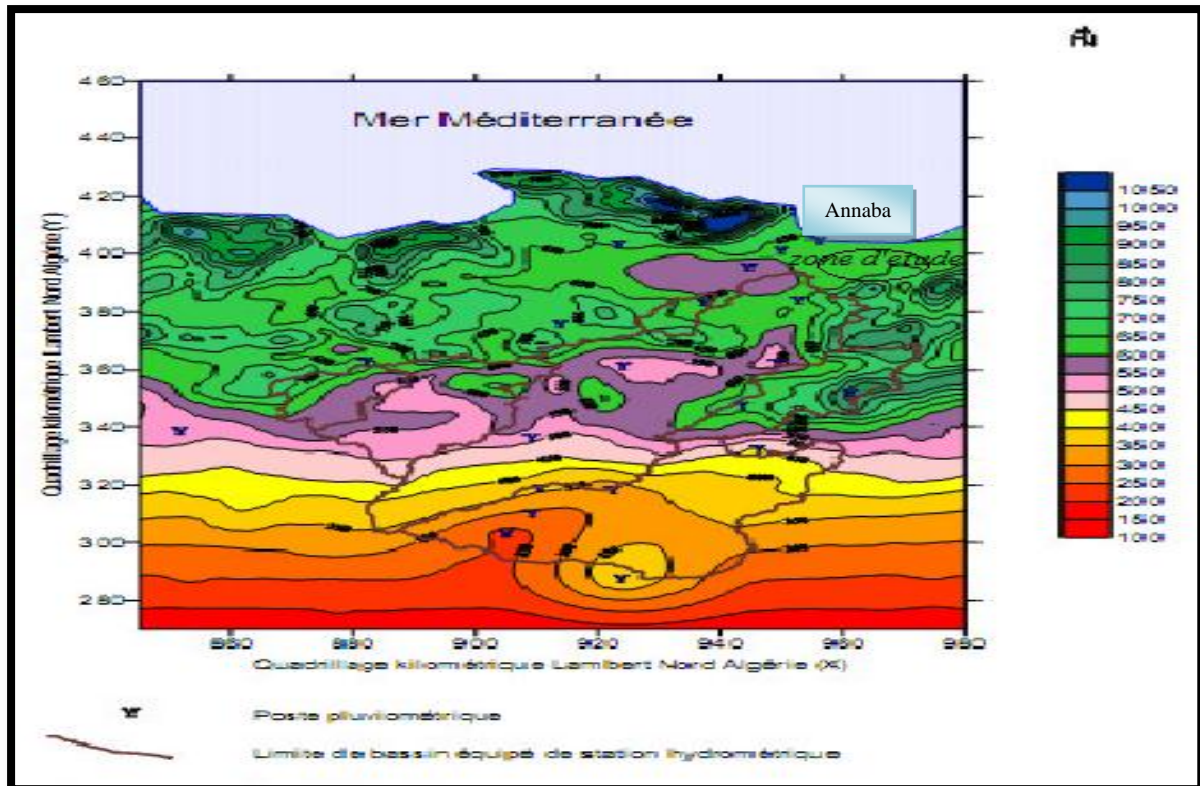


Figure I.6 : Carte Pluviométrique de la W. d'Annaba. (Source : ANRH Annaba)

I.6 Risque sismique

L'Algérie a tout le temps été soumise à une activité sismique intense avec comme résultats des pertes humaines et matérielles importantes non seulement aux individualités mais aussi aux collectivités locales. Donc pour pallier à ce phénomène, on doit construire des ouvrages de telle sorte à leur fournir un degré de protection tolérable en répondant aux règles parasismiques algériennes (RPA). L'activité sismique est due principalement à la nature géologique de la région magrébine et à ses caractéristiques tectoniques à la frontière de la plaque africaine et eurasiennne, en mouvement compressif permanent (tectonique des plaques).

La wilaya d'Annaba est classé selon le RPA 99 (version 2003) en zone **II a**. C'est-à-dire une zone à moyenne séismicité.

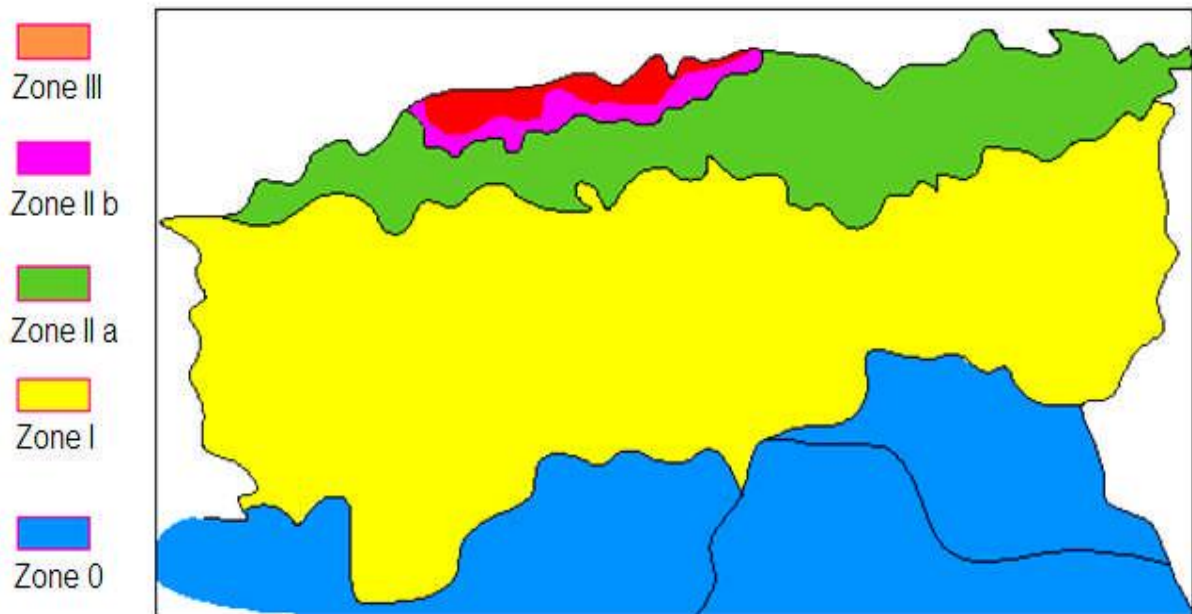


Figure I.7: Carte de zonage sismique de territoire nationale selon R.P.A 99 modifié en 2003 (Source : ANBT)

I.7 Situation démographique

D'après le dernier recensement effectué en 2008 la population concernée par le projet s'élève à 33594 habitants répartie comme suit :

Tableau I.8: Répartition de population par localités.

| Localités | Urbaine/ Semi urbaine | Population 2008 (hab) |
|-----------------|-----------------------|-----------------------|
| Hadjar Ediss | semi urbaine | 19808 |
| El Horaïcha | semi urbaine | 4125 |
| Derradji redjem | semi urbaine | 8011 |
| Bergougga | semi urbaine | 1650 |
| Total | - | 33594 |

(Source : DPAT Annaba)

I.8 Situation hydraulique

I-8.1 Ressources existantes au niveau de la wilaya

La quatrième ville d'Algérie, Annaba ne dispose pas de ressources hydriques importantes sur son territoire. Elle dépend essentiellement des wilayas voisines principalement El Tarf avec ses deux (02) barrages et son champ captant.

1.8.1.1 Forages au niveau de la wilaya

Sur 79 forages existants seuls 63 sont utilisés avec une exploitation de 21.04Hm³/an. Parmi ces forages 09 d'entre eux situés dans le champ captant les Salines avec 12960 m³/jour soit 4.73Hm³/an.

1.8.1.2 Retenues collinaires au niveau de la wilaya

84 retenues collinaires existent au niveau de la wilaya mobilisant 7.8Hm³/an et sont destinées à l'irrigation de 1820 Ha.

1.8.1.3 Ouvrages en cours d'étude par l'ANBT

Trois barrages moyens sont à l'étude par l'ANBT. Ils sont destinés à l'extension des superficies irrigables de la wilaya sur 2400 Ha et sont en l'occurrence :

- Barrage d'Oued El Aneb avec 9.14Hm³/an.
- Barrage d'Oued Guiss avec 4.60Hm³/an.
- Barrage de Bougsaiba avec 3.10Hm³/an.

Remarque : Concernant les puits, ils sont au nombre de 826 dont 452 sont non fonctionnels.

Les 374 restants se répartissent comme suit :

- 243 pour l'irrigation.
- 61 pour AEP/ Elevage.
- 19 pour élevages.
- 51 sans précisions.

En résumé, les ressources propres à la wilaya sont de l'ordre de **28,84Hm³/an**.

1.8.2 Mobilisations et transfert à partir des wilayas limitrophes

1.8.2.1 Mobilisations et transfert à partir d'El Tarf

La plus grande partie des besoins en eaux de la wilaya d'Annaba provient de deux grands barrages situés à El Tarf en l'occurrence Mexa et Chaffia, ainsi que du champ captant de Boutelja transférés sur plus de 50 km de conduites.

Ces transferts sont destinés à l'AEP, L'Industrie et l'Agriculture.

a) Barrage de Cheffia

Ce premier barrage d'une capacité de 165Hm³, avec un volume régularisé de 95Hm³ met à la disposition de Annaba 44Hm³/an .

b) Barrage de Mexa

Ce deuxième barrage d'une capacité de 51Hm^3 avec un volume de retenue de 37Hm^3 mis en eau en 2003 a commencé à alimenter Annaba en 2006 avec $21\text{Hm}^3/\text{an}$.

c) Champ captant de Boutelja

32 forages existants au niveau de ce champ de captage débitent $12.7\text{Hm}^3/\text{an}$.

1.8.2.2 Mobilisations et transferts à partir de Skikda

A partir du champ de captage de Guerbes, onze (11) forages sont destinés au renforcement du couloir Berrahal- Chettaibi avec un débit de $17280\text{m}^3/\text{j}$ soit $6,3\text{Hm}^3/\text{an}$.

1.8.2.3 Mobilisations et transferts à partir de Guelma

Du champ de captage de Gelaat Bousbaa, deux (02) forages débitent $6048\text{m}^3/\text{j}$ soit $2,2\text{Hm}^3/\text{an}$ sont destinés au renforcement du couloir Nechmaya- Ain Berda.

1.8.2.4 Total des ressources transférées à partir des wilayas limitrophes

- El Tarf : $77,7\text{Hm}^3/\text{an}$.
- Guelma: $2,2\text{Hm}^3/\text{an}$.
- Skikda : $6,3\text{Hm}^3/\text{an}$.

Soit un Transfert de: **$86,2\text{Hm}^3/\text{an}$** .

I.8.3 Situation hydraulique dans la zone d'étude***a) Historique de la distribution***

La zone d'étude était alimentée en eau potable une journée (01) sur quatre (04) avec des horaires réduits allant de deux (02) à cinq (05) heures lors des jours de distributions.

Ce problème résultait d'une part de la faiblesse de la quantité d'eau affectée à la commune d'El Hadjar et sur son prolongement la localité d'El Karma a partir de la station de traitement de Chaïba (réservoir 10000m^3) d'une façon gravitaire à l'aide d'une conduite en acier DN 300.

Une partie de l'eau destinée aux habitants d'El Karma est refoulée par la station d'El Karma vers le réservoir surélevé d'El Horîcha qui a une capacité de 300m^3 et au moyen d'une conduite en acier DN150.

A partir de ce réservoir sont approvisionnés les habitants des trois (03) agglomérations concernées par cette étude à savoir : EL Horaîcha, Bergougua, Derradji Redjm.

L'écoulement se fait gravitairement du réservoir surélevé d'El Horaïcha vers la station de pompage de Bergougga qui dispose d'une bache de 250 m³ à partir de laquelle l'eau est refoulée vers le réservoir de Bergougga de 1000 m³ qui dessert Bergougga et Derradji Redjam.

Concernant la quatrième localité en l'occurrence Hadjar Ediss l'alimentation de son réservoir se fait à partir de la station de pompage d'Oued El Nil (Daïra d' El Bouni) qui a comme ressource le champ de captage de Guerbes (wilaya de Skikda) suivant le couloir Berrahal- Chettaibi.

Le problème d'approvisionnement en eau potable résultait aussi d'autre part par le fait de l'accroissement important des populations de ces localités durant ces dernières années suite à l'exode rurale et la démographie élevée.

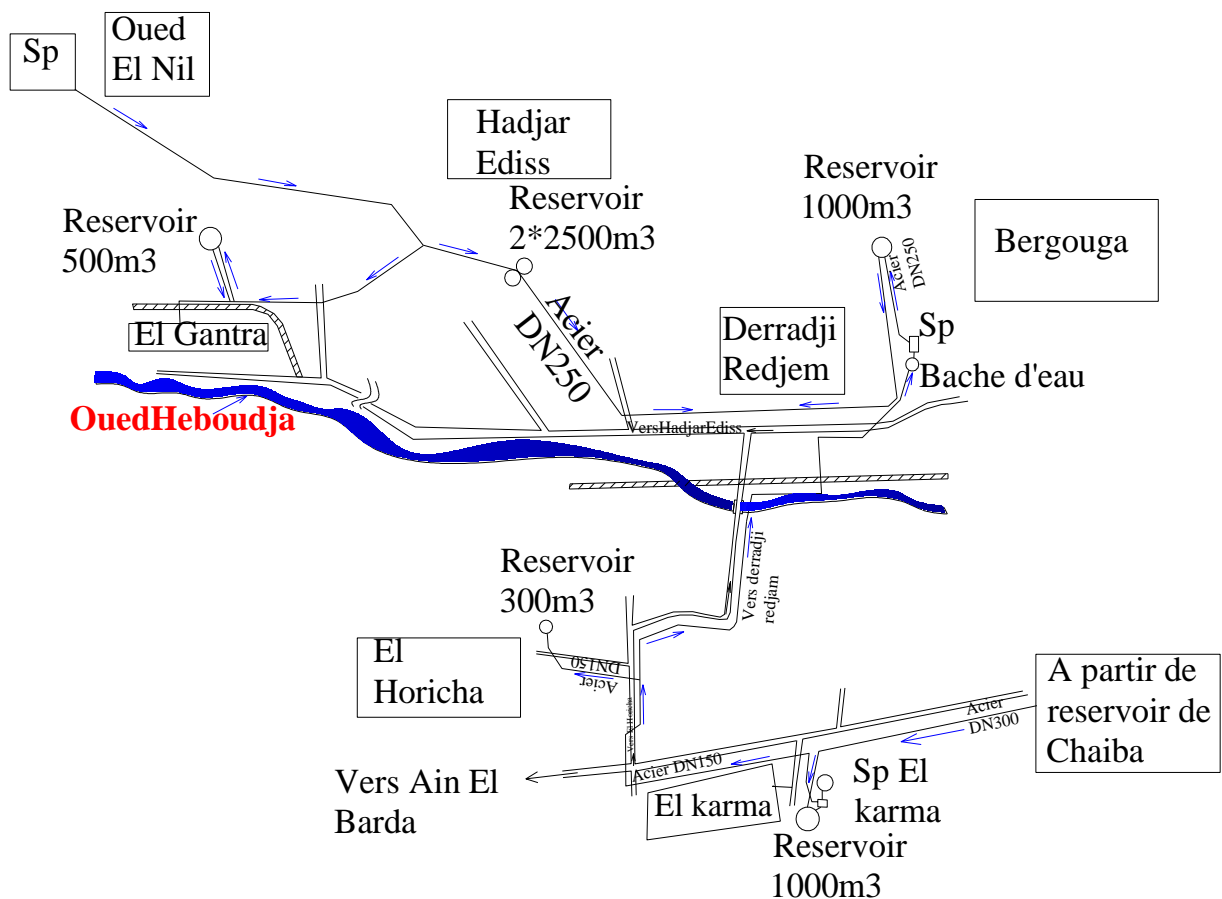


Figure I.8: Schéma de l'ancienne alimentation des localités concernées par les projets en AEP à partir de réservoir de Chaïba et Station de pompage oued El Nil.

(Source : Subdivision de l'hydraulique d'El Hadjar)

C'est dans cette optique, s'inscrit notre étude afin de résoudre les problèmes posés par les gestionnaires des systèmes d'AEP.

Conclusion

Dans ce chapitre nous avons présenté la zone d'étude, sur les plans topographique, climatique, géologique et sismique. Nous avons aussi fait connaître sa population ainsi que la situation hydraulique avec le système d'alimentation en eau potable mis en place.

Cette étape a constitué une phase importante, puisqu'elle a été basée sur la collecte des informations brutes disponibles dans la région à étudier.

A partir des données recueillies nous procédons dans le chapitre qui suit au calcul des besoins en eau de la zone d'étude.

CHAPITRE II :
Estimation des besoins
en eau

INTRODUCTION

Ce chapitre a pour objectif la mise en évidence de l'évolution de la population de la zone d'étude ainsi que l'évolution de ses besoins en eau potable et cela à l'horizon 2035.

Ces besoins nous servent de base pour la détermination des débits nécessaires au dimensionnement des ouvrages formant le système d'alimentation à projeter.

II.1 Evolution de la population à l'horizon d'étude

Pour l'estimation de la population future, nous prenons un horizon de 27 ans et nous adopterons un taux d'accroissement de 3% (2025) et 2.5% (2035) (donnés par la DRE). Pour les calculs de la population future nous utiliserons finalement la formule des intérêts composés :

$$P_n = P_0 * (1 + t)^n \quad (\text{hab}) \quad (\text{II.1})$$

Tableau II.1 : Estimation de la population future des agglomérations

| Localités | Population 2008 (hab) | Taux d'accroissement 2025(%) | Population 2025 (hab) | Taux d'accroissement 2035(%) | Population 2035 (hab) |
|--------------------|-----------------------------|------------------------------------|------------------------------|------------------------------------|------------------------------|
| Hadjar Ediss | 19808 | 3% | 32740 | 2.5% | 38582 |
| El Horaicha | 4125 | 3% | 6818 | 2.5% | 8035 |
| Derradji Redjem | 8011 | 3% | 13241 | 2.5% | 15604 |
| Bergouga | 1650 | 3% | 2727 | 2.5% | 3214 |
| Total | 33594 | 3% | 55526 | 2.5% | 65434 |

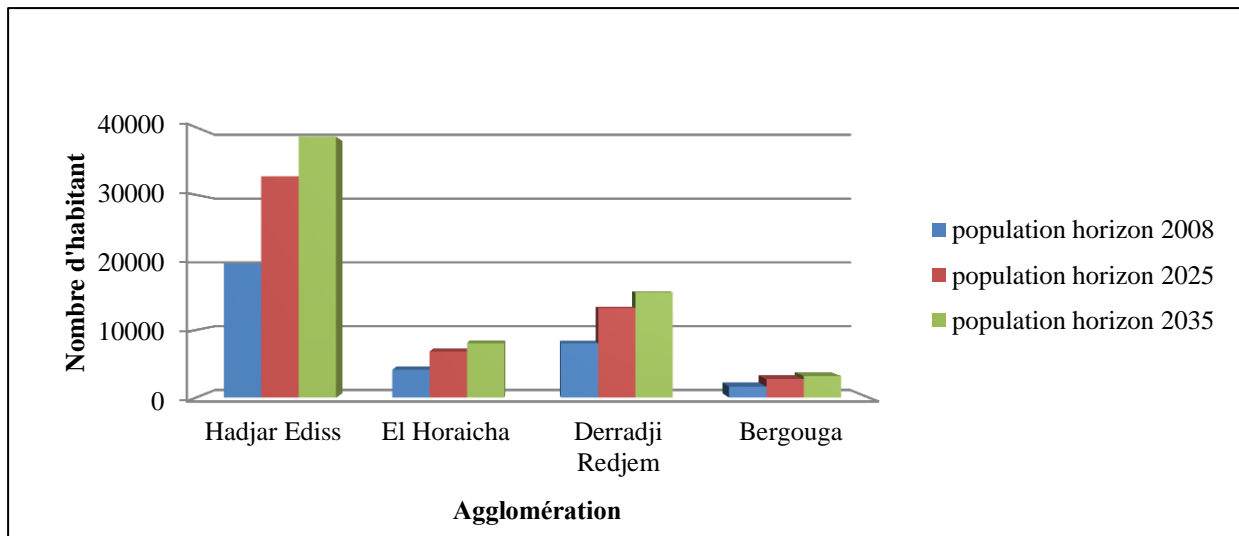


Figure II.1 : Evolution de la population.

II.2 Estimation des besoins en eau potable

La consommation d'eau varie en fonction du type de consommateur. Avant tout projet d'alimentation en eau potable, il est nécessaire de procéder à un recensement de toutes les catégories de consommateurs rencontrés au niveau d'une agglomération.

Pour notre étude, il est nécessaire de se pencher sur les différentes catégories de besoins tels que :

- ✓ Besoins domestiques.
- ✓ Besoins scolaires.
- ✓ Besoins sanitaires.
- ✓ Besoins administratifs.
- ✓ Besoins socioculturels.
- ✓ Besoins des différents élevages.
- ✓ Besoins commerciaux et industriels.

II.2.1 Les besoins domestiques

L'estimation des besoins domestiques en eau potable dépend de l'accroissement démographique et de l'amélioration du niveau de vie.

Pour répondre à tous les types de consommateur, la dotation moyenne selon la source DRE Annaba est arrêtée à 120 l/j/hab.

La consommation moyenne journalière est définie comme étant le produit de la dotation moyenne journalière par le nombre de consommateurs, d'où :

$$Q_{moy,j} = \frac{1}{1000} * dot * N \quad (m^3/j) \quad (II.2)$$

Tableau II.2: Détermination des besoins domestiques.

| Localités | Population 2035 (hab) | Dotation (l/j/hab) | Débit (m ³ /j) |
|-----------------|-----------------------|--------------------|---------------------------|
| Hadjar Ediss | 38582 | 120 | 4629.84 |
| El Horaïcha | 8035 | 120 | 964.16 |
| Derradji Redjem | 15604 | 120 | 1872.46 |
| Bergouga | 3214 | 120 | 385.66 |
| Total | 65434 | 120 | 7852.13 |

II .2.2 Besoins scolaires

Les besoins des différents équipements scolaires recueillis au niveau des différentes localités concernées par notre étude sont regroupés dans le tableau II .3:

Tableau II .3: Détermination des besoins scolaires.

| Localités | Ecoles | Nombre d'élèves | Dotation (l/j/élève) | Débit (m ³ /j) | Total (m ³ /j) |
|-----------------|--------------|-----------------|----------------------|---------------------------|---------------------------|
| Hadjar Ediss | 08 primaires | 2000 | 10 | 20 | 48 |
| | 04 CEM | 1600 | 10 | 16 | |
| | 03 Lycées | 1200 | 10 | 12 | |
| El Horaïcha | 02 Primaires | 600 | 10 | 6 | 9 |
| | 01 CEM | 300 | 10 | 3 | |
| Derradji Redjem | 03 Primaires | 700 | 10 | 7 | 10.5 |
| | 01 CEM | 350 | 10 | 3.5 | |
| Bergouga | 01 Primaires | 250 | 10 | 2.5 | 2.5 |

II .2.3 Besoins administratifs

Les divers équipements administratifs des localités concernées, leurs dotations et les débits journaliers correspondant sont résumés dans le tableau II.4 :

Tableau II.4 : Détermination des besoins administratifs.

| Localités | Types d'équipement | Nombre d'employés | Dotation (l/j/consommateur) | Débit (m ³ /j) | Total (m ³ /j) |
|-----------------|-----------------------|-------------------|-----------------------------|---------------------------|---------------------------|
| Hadjar Ediss | 01 APC | 25 | 15 | 0.375 | 14.825 |
| | 03 Bureau de poste | 30 | 15 | 0.45 | |
| | 01 Garde communal | 30 | 40 | 1.2 | |
| | 01 Caserne | 250 | 50 | 12.5 | |
| | 04Antennes communales | 20 | 15 | 0.3 | |
| El Horaïcha | 01 Bureau de poste | 8 | 15 | 0.12 | 1.64 |
| | 01 Antenne communal | 8 | 15 | 0.12 | |
| | 01 Gendarmerie | 35 | 40 | 1.4 | |
| Derradji Redjem | 01 Bureau de poste | 5 | 15 | 0.075 | 0.195 |
| | 01 Antenne communal | 8 | 15 | 0.12 | |
| Bergougga | 01 Antenne communal | 8 | 15 | 0.12 | 0.12 |

II .2. 4 Besoins sanitaires

Les différents besoins sanitaires des différentes localités sont résumés dans le tableau II.5 :

Tableau II.5 : Détermination des besoins sanitaires.

| Localités | Types d'équipement | Unité (m ²) | Dotation (l/j/m ²) | Débit (m ³ /j) | Total (m ³ /j) |
|-----------------|--------------------|-------------------------|--------------------------------|---------------------------|---------------------------|
| Hadjar Ediss | 01centre de sante | 4000 | 15 | 60 | 69 |
| | 05salles de soins | 600 | 15 | 9 | |
| El Horaïcha | 01centre de sante | 1600 | 15 | 24 | 24 |
| Derradji Redjem | 01centre de sante | 2000 | 15 | 30 | 30 |
| Bergougga | 01centre de sante | 1600 | 15 | 24 | 24 |

II .2.5 Besoins socioculturels

Les équipements socioculturels et leurs besoins en eau sont présentés dans le tableau II.6 :

Tableau II.6: Détermination des besoins socioculturels.

| Localités | Types d'équipement | Nombre d'usagers | Dotation (l/j/usage) | Débit (m ³ /j) | Total (m ³ /j) |
|-----------------|----------------------|------------------|----------------------|---------------------------|---------------------------|
| Hadjar Ediss | 03 stades | 200 | 5 | 1 | 33.55 |
| | 07 mosquées | 3000 | 10 | 30 | |
| | 03 maisons de jeune | 450 | 5 | 2.25 | |
| | 02 centres culturels | 60 | 5 | 0.3 | |
| El Horaïcha | 01 stade | 50 | 5 | 0.25 | 4.25 |
| | 01 mosquée | 400 | 10 | 4 | |
| Derradji Redjem | 02 mosquées | 1100 | 10 | 11 | 11.25 |
| | 01 maison de jeune | 50 | 5 | 0.25 | |
| Bergougga | 01 stade | 40 | 5 | 0.2 | 7.45 |
| | 01 mosquée | 700 | 10 | 7 | |
| | 01 maison de jeune | 50 | 5 | 0.25 | |

II .2.6 Besoins en eau des différents élevages

Nous avons recueilli les données concernant les différents élevages auprès de la subdivision de l'Agriculture d'El Hadjar. Les différents chiffres, dotations et besoins sont indiqués dans le tableau II.7 :

Tableau II.7: Détermination des besoins des différents élevages.

| Localités | Bovins | | Caprines | | Ovins | | volailles | | Débit (m ³ /j) |
|--------------|--------|---------------------|----------|---------------------|-------|---------------------|-----------|---------------------|---------------------------|
| | Tête | Dotation (l/j/tête) | Tête | Dotation (l/j/tête) | Tête | Dotation (l/j/tête) | Tête | Dotation (l/j/tête) | |
| Hadjar Ediss | 3000 | 70 | 1000 | 8 | 3000 | 8 | 60000 | 1.5 | 332 |
| El Horaïcha | 250 | 70 | 100 | 8 | 900 | 8 | 5000 | 1.5 | 33 |
| Bergougga | 300 | 70 | 200 | 8 | 800 | 8 | 3000 | 1.5 | 33.5 |
| Total | 3550 | 70 | 1300 | 8 | 4700 | 8 | 68000 | 1.5 | 398.5 |

II.2.7 Besoins commerciaux et industriels

Il existe des infrastructures économiques au niveau de la zone d'étude. Mais elles ont leur propre système d'alimentation.

II.2.8 Récapitulatif des différentes consommations journalières

Les besoins de différentes consommations calculées ci-avant sont regroupés dans le tableau II.8

Tableau II.8: Tableau récapitulatif des différentes consommations journalières.

| Localités | Besoins Domestiques (m ³ /j) | Besoins scolaires (m ³ /j) | Besoins Sanitaires (m ³ /j) | Besoins Administratifs (m ³ /j) | Besoins Socioculturels (m ³ /j) | Besoins D'élevages (m ³ /j) | Débit Total (m ³ /j) |
|-----------------|---|---------------------------------------|--|--|--|--|---------------------------------|
| Hadjar Ediss | 4629.84 | 48 | 69 | 14.825 | 33.55 | 332 | 5127.22 |
| El Horaïcha | 964.16 | 9 | 24 | 1.64 | 4.25 | 33 | 1036.05 |
| Derradji Redjem | 1872.46 | 10.5 | 30 | 0.195 | 11.25 | – | 1924.40 |
| Bergouga | 385.66 | 2.5 | 24 | 0.12 | 7.45 | 33.5 | 453.23 |
| Total | 7852.13 | 70.00 | 147.00 | 16.78 | 56.50 | 398.50 | 8540.91 |

A l'horizon 2035, les besoins moyens journaliers totaux des communes concernées sont estimés à **8540,91 m³/j**, soit un débit de **98,85 l/s**.

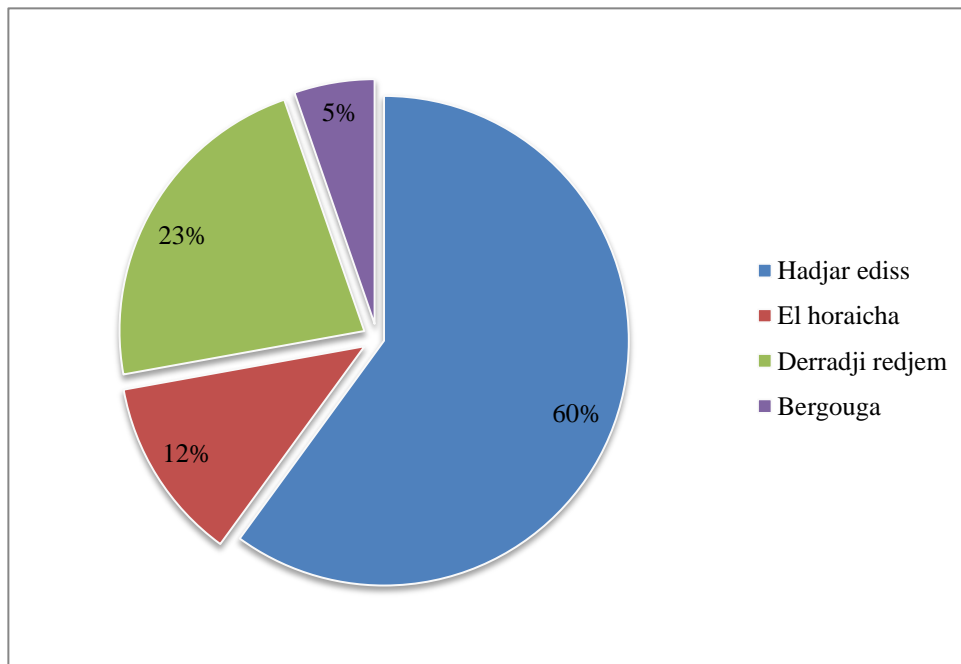


Figure II .2 : Répartition du débit par localité.

II.3 Variations de la consommation maximale et minimale journalière

II .3. 1 Consommation maximale journalière

Par rapport à la consommation moyenne journalière déterminée, nous pouvons mettre en évidence un rapport nous indiquant de combien de fois la consommation maximale dépassera la moyenne de consommation. Ce rapport est désigné sous le terme de coefficient d'irrégularité journalière maximum et noté $K_{max,j}$ Ainsi nous pouvons écrire:

$$K_{max,j} = \frac{Q_{max,j}}{Q_{moy,j}} \quad (II .3)$$

Avec :

$$K_{max,j} \in [1, 1,3].$$

On prend $K_{max,j} = 1,3$.

D'ou: $Q_{max,j} = 1,3 * Q_{moy,j}$.

II.3.2 Consommation minimale journalière

Par rapport à la consommation moyenne journalière déterminée, nous pouvons aussi mettre en évidence un rapport nous indiquant de combien de fois la consommation minimale est inférieure à la moyenne de consommation. Ce rapport est désigné sous le

terme de coefficient d'irrégularité journalière minimum et noté $K_{min,j}$. Ainsi nous pouvons écrire:

$$K_{min,j} = \frac{Q_{min,j}}{Q_{moy,j}} \quad (\text{II.4})$$

Avec :

$K_{min,j} \in [0,7 \div 0,9]$.

On prend $K_{min,j} = 0,9$.

D'où : $Q_{min,j} = 0,9 * Q_{moy,j}$.

Tableau II.9: Consommations maximale et minimale journalière pour chaque commune.

| Localités | Débit (m ³ /j) | $K_{min,j}$ | Q min,j (m ³ /j) | $K_{max,j}$ | Q max,j (m ³ /j) |
|-----------------|------------------------------|-------------|--------------------------------|-------------|--------------------------------|
| Hadjar Ediss | 5127.22 | 0.9 | 4614.50 | 1.3 | 6665.38 |
| El Horaïcha | 1036.05 | 0.9 | 932.45 | 1.3 | 1346.87 |
| Derradji Redjem | 1924.40 | 0.9 | 1731.96 | 1.3 | 2501.73 |
| Bergouga | 453.23 | 0.9 | 407.91 | 1.3 | 589.20 |
| Total | 8540.91 | 0.9 | 7686.82 | 1.3 | 11103.18 |

En intégrant les coefficients d'irrégularité journalière maximum et minimum, les besoins en eau de notre agglomérations sont satisfaits soit un débit égal à 11103,18 m³/j soit 128.51 l/s.

La station de traitement de Chaïba traite un débit de 172800 m³/j ($Q = 200$ l/s) peut donc satisfaire aux besoins des localités concernées par l'adduction. Ce qui Nous permet ainsi de dimensionner l'adduction en fonction du débit maximum journalier.

II.4 Variation des débits horaires

Dans la présente étude, pour la détermination du débit de pointe, la méthode donnant la fraction de la variation horaire de la consommation totale dans divers centres d'agglomération en se basant sur l'Annexe II a été retenue.

Dans chaque agglomération, la variation du débit horaire est exprimée en pourcentage du débit maximum journalier.

Etant donné que la zone d'étude comprend quatre localités, la répartition horaire du débit maximum journalier sera faite pour chacune d'elles.

Tableau II.10 : Variation du débit horaire pour la commune de Hadjar Ediss.

| Heurs | Consommation totale $Q_{max,j}=6665.38m^3/j$ | | Consommation cumulée | |
|-------|---|---------------|----------------------|-------------|
| | (%) | (m^3/h) | (%) | (m^3/h) |
| 0-1 | 1.5 | 99.98 | 1.5 | 99.98 |
| 1-2 | 1.5 | 99.98 | 3 | 199.96 |
| 2-3 | 1.5 | 99.98 | 4.5 | 299.94 |
| 3-4 | 1.5 | 99.98 | 6 | 399.92 |
| 4-5 | 2.5 | 166.63 | 8.5 | 566.56 |
| 5-6 | 3.5 | 233.29 | 12 | 799.85 |
| 6-7 | 4.5 | 299.94 | 16.5 | 1099.79 |
| 7-8 | 5.5 | 366.60 | 22 | 1466.38 |
| 8-9 | 6.25 | 416.59 | 28.25 | 1882.97 |
| 9-10 | 6.25 | 416.59 | 34.5 | 2299.56 |
| 10-11 | 6.25 | 416.59 | 40.75 | 2716.14 |
| 11-12 | 6.25 | 416.59 | 47 | 3132.73 |
| 12-13 | 5 | 333.27 | 52 | 3466.00 |
| 13-14 | 5 | 333.27 | 57 | 3799.27 |
| 14-15 | 5.5 | 366.60 | 62.5 | 4165.86 |
| 15-16 | 6 | 399.92 | 68.5 | 4565.79 |
| 16-17 | 6 | 399.92 | 74.5 | 4965.71 |
| 17-18 | 5.5 | 366.60 | 80 | 5332.30 |
| 18-19 | 5 | 333.27 | 85 | 5665.57 |
| 19-20 | 4.5 | 299.94 | 89.5 | 5965.52 |
| 20-21 | 4 | 266.62 | 93.5 | 6232.13 |
| 21-22 | 3 | 199.96 | 96.5 | 6432.09 |
| 22-23 | 2 | 133.31 | 98.5 | 6565.40 |
| 23-24 | 1.5 | 99.98 | 100 | 6665.38 |
| Total | 100 | 6665.38 | | |

Le débit de pointe $Q_{max,h}$ pour la localité de Hadjar Ediss est de $416,59 m^3/h$ et survient entre 8h et midi.

Tableau II .11 : Variation du débit horaire pour la commune d'El Horaïcha.

| Heurs | Consommation totale $Q_{max,j}=1346.87m^3/j$ | | Consommation cumulée | |
|-------|---|--------------|----------------------|-------------|
| | (%) | (m^3/h) | (%) | (m^3/h) |
| 0-1 | 1 | 13.47 | 1 | 13.47 |
| 1-2 | 1 | 13.47 | 2 | 26.94 |
| 2-3 | 1 | 13.47 | 3 | 40.41 |
| 3-4 | 1 | 13.47 | 4 | 53.87 |
| 4-5 | 2 | 26.94 | 6 | 80.81 |
| 5-6 | 3 | 40.41 | 9 | 121.22 |
| 6-7 | 5 | 67.34 | 14 | 188.56 |
| 7-8 | 6.5 | 87.55 | 20.5 | 276.11 |
| 8-9 | 6.5 | 87.55 | 27 | 363.65 |
| 9-10 | 5.5 | 74.08 | 32.5 | 437.73 |
| 10-11 | 4.5 | 60.61 | 37 | 498.34 |
| 11-12 | 5.5 | 74.08 | 42.5 | 572.42 |
| 12-13 | 7 | 94.28 | 49.5 | 666.70 |
| 13-14 | 7 | 94.28 | 56.5 | 760.98 |
| 14-15 | 5.5 | 74.08 | 62 | 835.06 |
| 15-16 | 4.5 | 60.61 | 66.5 | 895.67 |
| 16-17 | 5 | 67.34 | 71.5 | 963.01 |
| 17-18 | 6.5 | 87.55 | 78 | 1050.56 |
| 18-19 | 6.5 | 87.55 | 84.5 | 1138.11 |
| 19-20 | 5 | 67.34 | 89.5 | 1205.45 |
| 20-21 | 4.5 | 60.61 | 94 | 1266.06 |
| 21-22 | 3 | 40.41 | 97 | 1306.46 |
| 22-23 | 2 | 26.94 | 99 | 1333.40 |
| 23-24 | 1 | 13.47 | 100 | 1346.87 |
| Total | 100 | 1346.87 | | |

Le débit de pointe $Q_{max,h}$ pour la localité d'El Horaïcha est de $94,28 m^3/h$ et survient entre midi et 14h.

Tableau II.12 : Variation du débit horaire pour la commune de Derradji Redjem.

| Heurs | Consommation totale $Q_{max,j}=2501.73m^3/j$ | | Consommation cumulée | |
|-------|---|---------------|----------------------|-------------|
| | (%) | (m^3/h) | (%) | (m^3/h) |
| 0-1 | 1.5 | 37.53 | 1.5 | 37.53 |
| 1-2 | 1.5 | 37.53 | 3 | 75.05 |
| 2-3 | 1.5 | 37.53 | 4.5 | 112.58 |
| 3-4 | 1.5 | 37.53 | 6 | 150.10 |
| 4-5 | 2.5 | 62.54 | 8.5 | 212.65 |
| 5-6 | 3.5 | 87.56 | 12 | 300.21 |
| 6-7 | 4.5 | 112.58 | 16.5 | 412.79 |
| 7-8 | 5.5 | 137.60 | 22 | 550.38 |
| 8-9 | 6.25 | 156.36 | 28.25 | 706.74 |
| 9-10 | 6.25 | 156.36 | 34.5 | 863.10 |
| 10-11 | 6.25 | 156.36 | 40.75 | 1019.45 |
| 11-12 | 6.25 | 156.36 | 47 | 1175.81 |
| 12-13 | 5 | 125.09 | 52 | 1300.90 |
| 13-14 | 5 | 125.09 | 57 | 1425.99 |
| 14-15 | 5.5 | 137.60 | 62.5 | 1563.58 |
| 15-16 | 6 | 150.10 | 68.5 | 1713.69 |
| 16-17 | 6 | 150.10 | 74.5 | 1863.79 |
| 17-18 | 5.5 | 137.60 | 80 | 2001.38 |
| 18-19 | 5 | 125.09 | 85 | 2126.47 |
| 19-20 | 4.5 | 112.58 | 89.5 | 2239.05 |
| 20-21 | 4 | 100.07 | 93.5 | 2339.12 |
| 21-22 | 3 | 75.05 | 96.5 | 2414.17 |
| 22-23 | 2 | 50.03 | 98.5 | 2464.20 |
| 23-24 | 1.5 | 37.53 | 100 | 2501.73 |
| Total | 100 | 2501.73 | | |

Le débit de pointe $Q_{max,h}$ pour la localité Derradji Redjem est de $156.36 m^3/h$ et survient entre 8h et midi.

Tableau II.13: Variation du débit horaire pour la commune de Bergouga.

| Heurs | Consommation totale $Q_{max,j}=589.20m^3/j$ | | Consommation cumulée | |
|-------|--|--------------|----------------------|-------------|
| | (%) | (m^3/h) | (%) | (m^3/h) |
| 0-1 | 1 | 5.89 | 1 | 5.89 |
| 1-2 | 1 | 5.89 | 2 | 11.78 |
| 2-3 | 1 | 5.89 | 3 | 17.68 |
| 3-4 | 1 | 5.89 | 4 | 23.57 |
| 4-5 | 2 | 11.78 | 6 | 35.35 |
| 5-6 | 3 | 17.68 | 9 | 53.03 |
| 6-7 | 5 | 29.46 | 14 | 82.49 |
| 7-8 | 6.5 | 38.30 | 20.5 | 120.79 |
| 8-9 | 6.5 | 38.30 | 27 | 159.08 |
| 9-10 | 5.5 | 32.41 | 32.5 | 191.49 |
| 10-11 | 4.5 | 26.51 | 37 | 218.00 |
| 11-12 | 5.5 | 32.41 | 42.5 | 250.41 |
| 12-13 | 7 | 41.24 | 49.5 | 291.65 |
| 13-14 | 7 | 41.24 | 56.5 | 332.90 |
| 14-15 | 5.5 | 32.41 | 62 | 365.30 |
| 15-16 | 4.5 | 26.51 | 66.5 | 391.82 |
| 16-17 | 5 | 29.46 | 71.5 | 421.28 |
| 17-18 | 6.5 | 38.30 | 78 | 459.58 |
| 18-19 | 6.5 | 38.30 | 84.5 | 497.87 |
| 19-20 | 5 | 29.46 | 89.5 | 527.33 |
| 20-21 | 4.5 | 26.51 | 94 | 553.85 |
| 21-22 | 3 | 17.68 | 97 | 571.52 |
| 22-23 | 2 | 11.78 | 99 | 583.31 |
| 23-24 | 1 | 5.89 | 100 | 589.20 |
| Total | 100 | 589.20 | | |

Le débit de pointe $Q_{max,h}$ pour la localité d Bergouga est de $41,24 m^3/h$ et survient entre midi et 14h.

Tableau II.14 : Variation du débit horaire pour toutes les localités.

| Heures | Consommation totale $Q_{max,j}=11103.18m^3/j$ | | Consommation cumulée | |
|-------------|--|---------------|----------------------|-------------|
| | (%) | (m^3/h) | (%) | (m^3/h) |
| 0-1 | 3 | 333.10 | 3 | 333.10 |
| 1-2 | 3.2 | 355.30 | 6.2 | 688.40 |
| 2-3 | 2.5 | 277.58 | 8.7 | 965.98 |
| 3-4 | 2.6 | 288.68 | 11.3 | 1254.66 |
| 4-5 | 3.5 | 388.61 | 14.8 | 1643.27 |
| 5-6 | 4.1 | 455.23 | 18.9 | 2098.50 |
| 6-7 | 4.5 | 499.64 | 23.4 | 2598.14 |
| 7-8 | 4.9 | 544.06 | 28.3 | 3142.20 |
| 8-9 | 4.9 | 544.06 | 33.2 | 3686.26 |
| 9-10 | 5.6 | 621.78 | 38.8 | 4308.03 |
| 10-11 | 4.8 | 532.95 | 43.6 | 4840.99 |
| 11-12 | 4.7 | 521.85 | 48.3 | 5362.84 |
| 12-13 | 4.4 | 488.54 | 52.7 | 5851.38 |
| 13-14 | 4.1 | 455.23 | 56.8 | 6306.61 |
| 14-15 | 4.2 | 466.33 | 61 | 6772.94 |
| 15-16 | 4.4 | 488.54 | 65.4 | 7261.48 |
| 16-17 | 4.3 | 477.44 | 69.7 | 7738.92 |
| 17-18 | 4.1 | 455.23 | 73.8 | 8194.15 |
| 18-19 | 4.5 | 499.64 | 78.3 | 8693.79 |
| 19-20 | 4.5 | 499.64 | 82.8 | 9193.43 |
| 20-21 | 4.5 | 499.64 | 87.3 | 9693.08 |
| 21-22 | 4.8 | 532.95 | 92.1 | 10226.03 |
| 22-23 | 4.6 | 510.75 | 96.7 | 10736.78 |
| 23-24 | 3.3 | 366.40 | 100 | 11103.18 |
| Total | 100 | 11103.18 | - | - |

Le débit de pointe $Q_{max,h}$ pour toutes les localités concernées par l'étude est de $621,78 m^3/h$ et survient entre 9h et 10h.

Conclusion

Dans ce chapitre, les besoins en eau de chaque localité à l'horizon 2035 ont été calculés. La station de traitement de Chaïba dont la capacité est 200 l/s peut satisfaire ces besoins.

Afin de transférer ces quantités vers les consommateurs il est maintenant indispensable de dimensionner les ouvrages de stockage, objectif du chapitre suivant.

CHAPITRE III :

Dimensionnement des réservoirs

INTRODUCTION

Les réservoirs sont des ouvrages importants pour un système de distribution. Ils servent de réserve et fournissent l'eau au réseau de distribution.

Le but de ce chapitre est de déterminer les volumes de stockage nécessaires et les vérifier de telle façon à assurer le meilleur fonctionnement des réseaux.

III.1 Fonctions des réservoirs [1]

Les fonctions générales assurées par les réservoirs d'eau potable sont multiples de nature technique et économique.

○ *Du point de vue technique,*

- ✓ Le réservoir est un ouvrage régulateur de débit qui permet d'adapter la production à la consommation.
- ✓ Le réservoir assure une fonction de sécurité d'approvisionnement dans l'éventualité d'un incident sur les équipements d'alimentation du réseau de distribution : pollution de l'eau brute alimentant la station de traitement, défaillances d'origine diverses des installations, rupture d'une canalisation d'adduction, interruption de l'alimentation en énergie,...
- ✓ La troisième fonction technique est une fonction de régulation de pression.
- ✓ La quatrième fonction réside dans la simplification des problèmes d'exploitation en permettant les arrêts pour entretien ou réparation de certaines équipements ou installations : ouvrages de production, station de pompage, canalisation maîtresses,...
- ✓ Enfin, les réservoirs disposés à l'aval immédiat d'une station de traitement jouent un rôle de réacteur participant au traitement en assurant un temps de contact suffisant entre l'agent désinfectant et l'eau, garantissant ainsi une désinfection adéquate de celle-ci avant distribution.

○ *Du point de vue économique,*

- ✓ Les réservoirs peuvent conduire à des économies significatives sur les investissements à réaliser sur le réseau de distribution, en réduisant le diamètre des canalisations maîtresses (réservoirs dits d'équilibre desservant les extrémités de réseaux, cas des refoulements – distributions,...).
- ✓ Par ailleurs lorsque la distribution est alimentée à partir d'un pompage, l'existence d'un réservoir en charge sur le réseau de distribution conduit à des économies au

niveau de divers aspects énergétiques : réduction de la puissance installée et de la puissance souscrite en pointe pour la station de pompage, coûts des consommations d'énergie proprement dites puisque par l'existence des divers tarifs horaires de l'énergie, les réservoirs permettent de privilégier le pompage pendant les heures de plus faible coût de l'énergie.

Ces fonctions sont résumées par le tableau III .1 :

Tableau III .1 : Fonctions d'un réservoir.

| Fonctions techniques | Fonctions économiques |
|---|--|
| -Régulation du débit -Sécurité d'approvisionnement -Régulation de la pression -Simplification de l'exploitation -Réacteur participant au traitement | -Réduction des investissements sur les ouvrages de production -Réduction des investissements sur le réseau de distribution -Reduction des dépenses d'énergie |

III.2 Classification des réservoirs [1]

✚ Types de réservoirs :

Les réservoirs, pour accomplir convenablement les fonctions auxquelles ils sont destinés, peuvent occuper différentes dispositions:

- ✓ Enterrés,
- ✓ Semi-enterrés,
- ✓ Sur sol,
- ✓ Sur tour (château d'eau).

✚ De multiples facteurs interviennent dans la détermination du type de réservoir :

- ✓ Conditions topographiques de la région à desservir,
- ✓ Conditions hydrauliques de la distribution (volume du réservoir, pression à assurer),
- ✓ Type de décideur (maître d'ouvrage, maître d'œuvre ou exploitant).

✚ Les critères les plus souvent retenus pour les choix sont :

- ✓ Les facteurs économiques,
- ✓ La sécurité d'approvisionnement et la facilité d'exploitation,
- ✓ Les possibilités d'adaptation au réseau,
- ✓ Les possibilités d'inscription harmonieuse dans le site.

✚ Selon leur capacité, les réservoirs peuvent prendre la forme : [4]

- ✓ Rectangulaire ou carrée ;
- ✓ Circulaire.

➤ **Rectangulaire ou carrée :**

La section rectangulaire est surtout adoptée pour les réservoirs de grande capacité supérieure à 10000 m³. Dans ce cas, le compartimentage sera facilement réalisé pour assurer la continuité de la distribution. Ils seront exécutés en béton armé ou précontraint, chaque compartiment doit avoir la même tuyauterie que pour un réservoir unique.

➤ **Circulaire :**

La section circulaire est généralement adoptée pour les réservoirs de capacité inférieure à 10000 m³. La position de la tuyauterie est la même que pour les réservoirs rectangulaire. Ils sont réalisés soit en béton armé ou en précontraint.

Dans le cas de deux réservoirs jumelés, une chambre de manœuvre est prévue entre eux.

III.3 Emplacement des réservoirs [3]

L'emplacement du réservoir pose souvent un problème délicat à résoudre. Pour cela nous sommes amenés à tenir compte des certaines considérations à savoir :

- Pour des raisons d'économie, il est préférable que son remplissage se fasse par gravité, ce qui implique qu'on puisse le placer à un niveau bas par rapport à la prise d'eau.
- l'alimentation du réseau de distribution doit se faire par gravité, le réservoir doit être construit à un niveau supérieur à celui de l'agglomération.
- lorsque plusieurs réservoirs sont nécessaires, on doit les implanter de préférence soit en extrémité du réseau, soit à proximité du centre important de consommation.

III.4 Présentation des réservoirs existants

Les réservoirs à dimensionner dans notre cas, sont des réservoirs de transit au niveau des stations de pompes, des réservoirs terminaux au niveau de chaque localité.

III.4.1 Les bâches de reprises:

Les bâches de reprises sont des réservoirs qui servent à alimenter directement en eau des stations de pompes.

III.4.2 Réservoirs terminaux:

Les réservoirs terminaux du réseau d'adduction constituent les réservoirs de têtes de réseau de distribution des différentes localités à desservir.

Dans notre cas, les réservoirs à dimensionner sont des réservoirs Semi-enterrés et Surélevé (château d'eau).

Tous les réservoirs existants dans les localités concernées sont des réservoirs terminaux de forme circulaire. Le réservoir de stockage et de distribution de Chaïba à une forme carrée, sa capacité étant de 10000 m³.

Les ouvrages hydrotechniques existants dans les communes concernées par l'adduction sont représentés dans le tableau III.2.

Tableau III.2 : réservoirs existants dans les différentes localités.

| Localités | Réservoirs existants (m ³) | Types de réservoirs | Côte radié(Cr) (m) |
|-------------------------------|--|---------------------|--------------------|
| Hadjar Ediss | 2x2500 | Semi-enterrés | 53,60 |
| El Horîcha | 300 | surélevé | 55 |
| Bergougga | 1000 | Semi-enterrés | 94,94 |
| Bâche de reprise de Bergougga | 250 | Semi-enterrés | 23,04 |
| Chaïba | 10000 | Semi-enterrés | 92.34 |

Les capacités des Cinq réservoirs existants sont à vérifier, le sixième à Deradji Radjem est à projeter.

III .5 Calcul de la capacité des réservoirs [3]

Pour calculer la capacité d'un réservoir on doit tenir compte des variations à l'entrée comme à la sortie, c'est-à-dire d'une part du mode d'exploitation des ouvrages situés en amont, et d'autre part de la variation de la demande.

Pour notre projet, nous avons 5 ouvrages hydrotechniques, comportant trois réservoirs alimentés gravitairement à partir du réservoir de Chaïba (Hadjar Ediss, El Horaicha, Deradji Redjem), le cinquième réservoir de Bergougga est alimenté à partir de la station de pompage de cette même localité.

La capacité du réservoir est déterminée en fonction du débit d'apport et celui de sortie augmenté éventuellement de la réserve d'incendie. Pour déterminer la capacité des réservoirs, deux (02) méthodes peuvent être appliquées pour la déterminer:

1. La méthode analytique.
2. La méthode graphique.

III .5.1 Méthode analytique

La méthode analytique consiste à calculer, pour chaque heure de la journée, le résidu dans le réservoir. Le volume de régulation sera :

$$V_r = \frac{a * Q_{\max,j}}{100} \quad (\text{m}^3) \quad (\text{III .1})$$

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

$$V_T = V_r + V_{\text{inc}} \quad (\text{III .2})$$

V_{inc} : volume d'incendie estimé à 120 m³.

III .5.2 Méthode graphique

Cette méthode est basée sur le traçage des courbes de la consommation maximale journalière et celle caractérisant l'apport de la station de pompage; en additionnant en valeur absolue les écarts de deux extremums de la courbe de consommation par rapport à celle d'apport, on obtiendra le résidu maximal journalier.

Donc :

$$R_{\max} = |V^+| + |V^-| \quad (\%)$$

Le volume résiduel V_r est calculé selon la formule suivante :

$$V_r = \frac{Q_{\max,j} * R_{\max}}{100} \quad (\text{m}^3) \quad (\text{III .3})$$

Donc le volume total sera :

$$V_t = V_r + V_{\text{inc}} \quad (\text{m}^3)$$

En utilisant la méthode analytique, nous calculons les différentes capacités des réservoirs. Les réservoirs de stockage du réseau d'adduction constituent les réservoirs de tête des réseaux de distribution des différentes localités à desservir. Dans cette étude quatre localités sont concernées par le projet d'alimentation en eau potable.

III .5.3 Cas remplissage par refoulement d'un réservoir

III .5.3.a Estimation de la capacité totale du réservoir par la méthode analytique.

Tableau III .3: Evaluation du volume résiduel du réservoir de Bergouga.

| Heures | Distribution | Apport | surplus | Deficit | Résidu |
|--------|--------------|--------|---------|---------|--------|
| (h) | (%) | (%) | (%) | (%) | (%) |
| 0-1 | 1 | - | 0 | 1 | 8.5 |
| 1-2 | 1 | - | 0 | 1 | 7.5 |
| 2-3 | 1 | - | 0 | 1 | 6.5 |
| 3-4 | 1 | - | 0 | 1 | 5.5 |
| 4-5 | 2 | 5 | 3 | 0 | 8.5 |
| 5-6 | 3 | 5 | 2 | 0 | 10.5 |
| 6-7 | 5 | 5 | 0 | 0 | 10.5 |
| 7-8 | 6.5 | 5 | 0 | 1.5 | 9 |
| 8-9 | 6.5 | 5 | 0 | 1.5 | 7.5 |
| 9-10 | 5.5 | 5 | 0 | 0.5 | 7 |
| 10-11 | 4.5 | 5 | 0.5 | 0 | 7.5 |
| 11-12 | 5.5 | 5 | 0 | 0.5 | 7 |
| 12-13 | 7 | 5 | 0 | 2 | 5 |
| 13-14 | 7 | 5 | 0 | 2 | 3 |
| 14-15 | 5.5 | 5 | 0 | 0.5 | 2.5 |
| 15-16 | 4.5 | 5 | 0.5 | 0 | 3 |
| 16-17 | 5 | 5 | 0 | 0 | 3 |
| 17-18 | 6.5 | 5 | 0 | 1.5 | 1.5 |
| 18-19 | 6.5 | 5 | 0 | 1.5 | 0 |
| 19-20 | 5 | 5 | 0 | 0 | 0 |
| 20-21 | 4.5 | 5 | 0.5 | 4.5 | 0.5 |
| 21-22 | 3 | 5 | 2 | 0 | 2.5 |
| 22-23 | 2 | 5 | 3 | 0 | 5.5 |
| 23-24 | 1 | 5 | 4 | 0 | 9.5 |
| Total | 100 | 100 | - | - | - |

❖ Calcul de la capacité du réservoir de Bergouga :

- Le volume résiduel sera : $V_r = \frac{10,5 * 589,20}{100} = 61,87 \text{ m}^3$
- La capacité totale sera : $V_t = 61,87 + 120 = 181,87 \text{ m}^3$
- La capacité normalisée sera : $V_n = 200 \text{ m}^3$.

Le réservoir existant de Bergougga qui a une capacité de 1000 m^3 est donc suffisant pour satisfaire les besoins de cette agglomération à l'horizon 2035.

1. Cas de remplissage gravitaire d'un réservoir

Il est bien évident que si $Q_a \geq K_p \cdot Q_{\text{moy,h}}$, le débit d'alimentation peut à chaque instant satisfaire la demande et le réservoir est inutile.

Les réservoirs qui sont alimentés gravitairement à partir du réservoir de Chaïba leurs capacités est calculées par la méthode analytique.

Cette méthode consiste à calculés le volume totale du réservoir en se basant sur la formule (III .4):

$$V = 24Q_a + [N (K_p Q_{\text{moy,h}} - Q_a)] \quad (\text{m}^3) \quad \text{(III .4)}$$

Avant d'utiliser la formule précédente on doit d'abord vérifier que :

$$Q_{\text{moy,h}} < Q_a \leq K_p Q_{\text{moy,h}}$$

a) Calcul de la capacité du réservoir de Hadjar Ediss

- $Q_a = Q_{\text{max,j}} = 6665,38 \text{ m}^3/\text{j} = 277,72 \text{ m}^3/\text{h}$;
 - $Q_{\text{moy,h}} = 277,72 \text{ m}^3/\text{h}$;
 - $K_p Q_{\text{moy,h}} = Q_{\text{max,h}} = 416,59 \text{ m}^3/\text{h}$.
- $$277,72 \text{ m}^3/\text{h} < 277,72 \leq 416,59 \text{ m}^3/\text{h}$$

- $N = 4$ heures (entre 8h et midi)

$$V = 24 \frac{6665,38}{24} + [4(416,59 - \frac{6665,38}{24})] = 7220,84 \text{ m}^3$$

La capacité normalisée sera : $V_n = 8000 \text{ m}^3$

La capacité totale du réservoir projeté est 5000 m^3 . On observe donc un déficit qui sera comblé par la projection de deux réservoirs jumelé semi enterre de capacité $2 * 1500 \text{ m}^3$ qui joueront le rôle de réservoir d'alimentation et satisferont les besoins à l'horizon 2035.

b) Calcul de la capacité du réservoir d'El Horaïcha

- $Q_a = Q_{\text{max,j}} = 1346,87 \text{ m}^3/\text{j} = 56,12 \text{ m}^3/\text{h}$;

- $Q_{moy,h} = 56,12 \text{ m}^3/\text{h}$;
- $K_p Q_{moy,h} = Q_{max,h} = 94,28 \text{ m}^3/\text{h}$.
 $56,12 \text{ m}^3/\text{h} < 56,12 < 94,28 \text{ m}^3/\text{h}$
- $N = 2$ heures (entre midi et 14 h).

$$V = 24 \frac{1346,87}{24} + [2 (94,28 - \frac{1346,87}{24})] = 1431,15 \text{ m}^3$$

La capacité normalisée sera : $V_n = 1500 \text{ m}^3$

La capacité totale du réservoir projeté est 300 m^3 . On observe donc un déficit qui sera comblé par la projection d'un réservoir surélevé de capacité 1200 m^3 qui jouera le rôle de réservoir d'équilibre et satisfaira les besoins à l'horizon 2035.

c) Calcul de la capacité du réservoir Derradji Redjem

- $Q_a = Q_{max,j} = 2501,73 \text{ m}^3/\text{j} = 104,24 \text{ m}^3/\text{h}$;
- $Q_{moy,h} = 104,24 \text{ m}^3/\text{h}$;
- $K_p Q_{moy,h} = Q_{max,h} = 156,36 \text{ m}^3/\text{h}$.

$$104,24 \text{ m}^3/\text{h} < 104,24 < 156,36 \text{ m}^3/\text{h}$$

- $N = 4$ heures (entre 8h et midi).

$$V = 24 \frac{2501,73}{24} + [4 (156,36 - \frac{2501,73}{24})] = 2710,22 \text{ m}^3$$

La capacité normalisée sera : $V_n = 3000 \text{ m}^3$

Pour la zone de Derradji Redjem on recommande la projection deux réservoirs jumelé d'alimentation semi enterré de capacité $2 \cdot 1500 \text{ m}^3$. En se basant sur les critères d'emplacement des réservoirs, ce dernier sera implanté à une côte de 64.69 m.

d) Calcul de la capacité du réservoir Chaïba

- $Q_a = Q_{max,j} = 11103,18 \text{ m}^3/\text{j} = 462,63 \text{ m}^3/\text{h}$;
- $Q_{moy,h} = 462,63 \text{ m}^3/\text{h}$;
- $K_p Q_{moy,h} = Q_{max,h} = 621,78 \text{ m}^3/\text{h}$.

$$462,63 \text{ m}^3/\text{h} < 462,63 < 621,78 \text{ m}^3/\text{h}$$

- $N = 1$ heures (entre 9 h et 10 h).

$$V = 24 \frac{11103,18}{24} + [1 (621,78 - \frac{11103,18}{24})] = 11262,33 \text{ m}^3$$

La capacité normalisée sera : $V_n = 11300 \text{ m}^3$

La capacité totale du réservoir projeté est 10000 m^3 . On observe donc un déficit qui sera comblé par la projection d'un réservoir semi-enterré de capacité 1300 m^3 qui a la même côte que le premier et qui jouera le rôle de réservoir de stockage et satisfera les besoins à l'horizon 2035.

III.5.4.a Dimensionnement de la Bâche de reprises de la station de pompage de Bergouga (SP)

La bâche de reprise de Bergouga est alimentée gravitairement par le réservoir d'eau de Chaïba qui traite l'eau brute du barrage Cheffia. La station de pompage (SP) aspire l'eau à partir de la bâche de reprise et alimente le réservoir de 1000 m^3 de Bergouga. Le volume de la bâche de (SP) va être déterminé par la méthode analytique pour satisfaire le débit entrant à la station de pompage qui est égal à $589.20 \text{ m}^3/\text{j}$.

Le volume de la bâche de reprise est déterminé selon la formule suivante :

$$V_{\text{bâche}} = \frac{Q_{\text{maxj}} * t}{T} \quad \text{(III .5)}$$

Avec :

- T: le temps de fonctionnement de la station de pompage (T= 20 h)
- t : temps nécessaire pour maintenir la crépine en charge (t=0,25 h)

Le débit entrant à la station de pompage (SP) est de $589.20 \text{ m}^3/\text{j}$. Alors le volume de la bâche de la station de pompage est déterminé par la relation suivante:

$$V_{\text{bâche}} = \frac{Q_{\text{maxj}} * t}{T} = \frac{589.2}{20} \times \frac{1}{4} = 7.37 \text{ m}^3 \quad \Rightarrow \quad V_n = 10 \text{ m}^3$$

La bâche existante de Bergouga dont la capacité est de 250 m^3 peut couvrir les besoins à l'horizon 2035.

III.5.5 Récapitulation des résultats

Tableau III.4 : Récapitulation des résultats.

| Reservoirs | Q _{max,j} (m ³ /j) | V _{inc} (m) | V _{nor} (m) | observation |
|--------------------|---|-------------------------|-------------------------|--|
| Chaïba | 11103.18 | 120 | 11300 | 10000 m ³ Existant et 1300 m ³ Projeté |
| Bergouga bêche | 589.20 | - | 250 | Existant |
| Bergouga reservoir | 589.20 | 120 | 1000 | Existant |
| Derradji Redjem | 2501.73 | 120 | 3000 | Projeté |
| El Horaïcha | 1346.87 | 120 | 1500 | 300 m ³ existant et 1200m ³ projeté |
| Hadjar Ediss | 6665.38 | 120 | 8000 | 5000 m ³ Existant et 3000 m ³ projeté |

III.5.6 Forme des réservoirs [3]

La hauteur optimale d'eau utile est située généralement entre 3 et 6 m. Cette hauteur peut atteindre 7 à 8 m dans les grandes ouvrages.

1. Le diamètre D de la cuve

On calcule le diamètre de la cuve utilisant la formule (III.6)

$$S = \frac{V_n}{h} \Rightarrow \frac{\pi \times D^2}{4} = \frac{V_n}{h} \Rightarrow D = \sqrt{\frac{4 \times V_n}{\pi \times h}} \quad (m) \quad (III.6)$$

- h : hauteur utile optimale d'eau (m), 3 < h < 6 m.

➤ **Réévaluation de la hauteur d'eau h :**

2. la section de la cuve

La section de la cuve est donnée en se basant sur la formule suivante :

$$S = \frac{V_n}{h} \quad (m^2) \quad (III.7)$$

3. La hauteur totale H du réservoir

La hauteur du réservoir est donnée par la formule (III.8) :

$$H = h + R \quad (m) \quad (III.8)$$

4. La hauteur de la réserve d'incendie :

Par suite la hauteur de la réserve d'incendie est donnée par la formule (III.9) :

$$h_{inc} = \frac{V_{inc}}{S} \quad (III.9)$$

Les dimensions des différents réservoirs terminaux sont portées dans le tableau III.5:

Tableau III.5: Tableau donnant les dimensions des réservoirs terminaux.

| Réservoirs | Volume (m ³) | D (m) | S (m ²) | h (m) | H _{inc} (m) | R (m) | H (m) |
|-----------------|-----------------------------|----------|------------------------|----------|-------------------------|----------|----------|
| A projeté | | | | | | | |
| Chaïba | 1300 | 18 | 254.34 | 5.11 | 0.47 | 0.39 | 5.5 |
| Derradji Redjam | 2*1500 | 20 | 314 | 4.77 | 0.38 | 0.73 | 5.5 |
| El Horaïcha | 1200 | 17 | 226.87 | 5.3 | 0.53 | 0.50 | 5.8 |
| Hadjar Ediss | 2*1500 | 23.7 | 440.92 | 3.4 | 0.30 | 0.6 | 4 |

III.6 Équipement du réservoir [3]

Un réservoir unique ou compartimenté doit être équipé par :

- une conduite d'arrivée ou d'alimentation.
- une conduite de départ ou de distribution.
- une conduite de vidange.
- une conduite de trop-plein.
- Un système de matérialisation de la réserve d'incendie.
- Une conduite by-pass.

III.6.1 Conduite d'arrivée

Il existe 4 méthodes pour l'alimentation d'un réservoir à savoir :

- Arrivée par surverse.
- Arrivée par surverse noyée.
- Arrivée par le bas.
- Arrivée par le fond.

Cette conduite, de type refoulement ou gravitaire, doit arriver de préférence dans la cuve en siphon noyé ou par le bas toujours à l'opposé de la conduite de départ, pour assurer le brassage de l'eau.

L'extrémité de cette conduite est munie d'un dispositif qui obture la conduite quand le niveau atteint son maximum.

III.6.2 Conduite de départ ou de distribution

Cette conduite est placée à l'opposé de la conduite d'arrivée à quelques centimètres au-dessus du radier (15 à 20 cm) pour éviter l'entrée de matières en suspension. L'extrémité est munie d'une crépine courbée pour éviter le phénomène de vortex (pénétration de l'air dans la conduite). Cette conduite est équipée d'une vanne à survitesse permettant la fermeture rapide en cas de rupture au niveau de cette conduite.

III.6.3 Conduite de trop-plein

Cette conduite permet d'évacuer l'excès de l'eau arrivant au réservoir en cas où une pompe ne s'arrête pas. Si le réservoir est compartimenté, chaque cuve doit avoir une conduite de trop-plein. Ces conduites de trop-plein doivent se réunir dans la chambre de manœuvre pour former un joint hydraulique évitant la pénétration de tout corps étranger. Dans certains cas, lorsque le débit d'apport est important, on a intérêt à transformer l'extrémité supérieure de cette conduite en forme d'entonnoir dimensionné (déversoir circulaire).

III.6.4 Conduite de vidange

Elle permet la vidange du réservoir en cas de nettoyage ou de réparations. Elle est munie d'un robinet-vanne, et se raccorde généralement à la conduite de trop-plein. Le robinet-vanne doit être nettoyé après chaque vidange pour éviter le dépôt de sable (difficulté de manœuvre).

III.6.5 Conduite by-pass

C'est un tronçon de conduite qui relie la conduite d'arrivée et la conduite de départ dans le cas d'un réservoir unique non compartimenté. Cette conduite fonctionne quand le réservoir est isolé pour son entretien.

III.6.6 Les joints d'étanchéité

Il faudra veiller aux traversés des conduites dans le béton de la cuve (les parois ou le radier). A cet effet, un barrage devra être effectué à l'aide d'un produit plastique recouvert de mortier de ciment.

III.7 Système de matérialisation de la réserve d'incendie

C'est une disposition spéciale de la tuyauterie qui permet d'interrompre l'écoulement, une fois le niveau de la réserve d'incendie atteint. Nous distinguons le système à deux prises et le système à événement.

- le système à deux prises : ce système à deux prises est rarement utilisé du fait que la réserve de sécurité n'est pas convenablement renouvelée.
- Système à événement : ce système a l'avantage de renouveler constamment la réserve d'incendie.

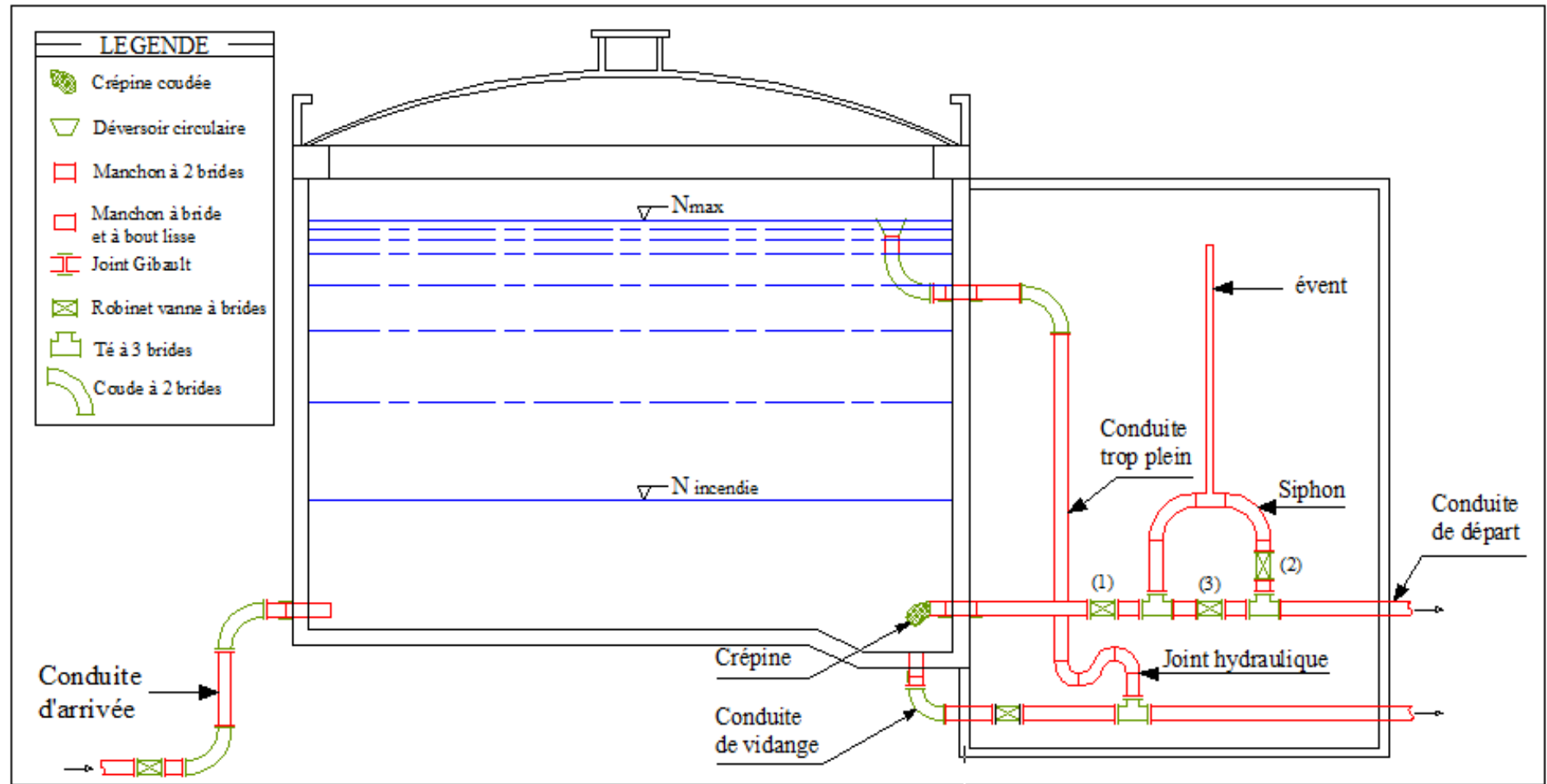


Figure III.1: Equipements des réservoirs

III.8 Traversée des conduites dans les parois de la cuve [3]

Pour assurer l'étanchéité du réservoir au niveau des traversées des conduites dans les voiles ou le radier de la cuve, deux cas sont possibles :

- **1^{er} cas :** La traversée peut être faite avec un manchon à bout lisse raccordé à la conduite extérieure au moyen d'un joint de type Gibault, en cas de tassement différentiel, le mouvement n'est pas transmis au manchon. Dans ce cas l'étanchéité est assurée par un produit bitumineux reposant sur une bague de forme de "U" (Figure III.2).

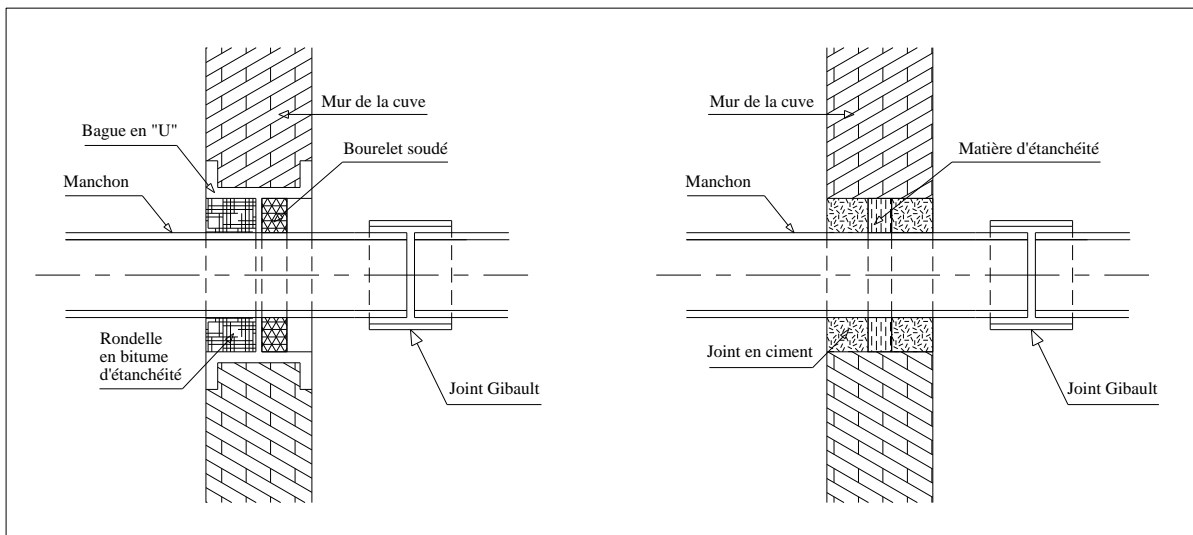


Figure III.2: Traversée des conduites (manchon à bout lisse)

- **2^{ème} cas :** La traversée peut être réalisée également par des gaines en fonte comportant des cannelures. La gaine comporte un rétrécissement où vient s'insérer la rondelle en caoutchouc d'étanchéité, celle-ci est coincée grâce à un écrou vissé ou clavette (Figure III.3).

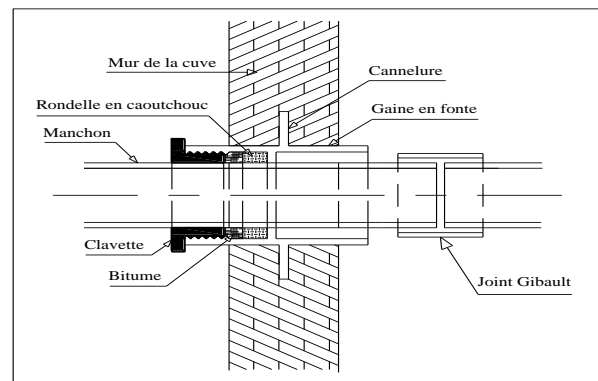


Figure III.3: Traversée des conduites (Gaine en fonte)

III.9 Hygiène et sécurité des réservoirs [2]

- Les réservoirs doivent être protégés contre toute pollution d'origine extérieure.
- Ils doivent être protégés contre les élévations importantes de températures.
- Ils doivent être faciles d'accès et leur installation doit permettre de vérifier en tout temps leur étanchéité.
- Ils doivent être munis d'un dispositif permettant une prise d'échantillon d'eau à l'amont et à l'aval immédiat du réservoir.
- L'ensemble des matériaux constituant les réservoirs ne doit ni se désagréger ni communiquer à l'eau des saveurs ou odeurs désagréables.
- La stagnation prolongée de l'eau peut y être la cause, une vidange chaque mois en période d'été s'avère nécessaire.
- Au moins une fois par ans, les réservoirs sont vidés, nettoyés et désinfectés pour éviter toute contamination de l'eau.

CONCLUSION

Dans ce chapitre on a pu voir l'importance des réservoirs dans un système d'adduction d'eau, en effet la réalisation de notre projet d'adduction des eaux du réservoir 11300 m³ de Chaïba vers les localités concernées par l'étude nécessite la construction des réservoirs de natures et capacités différentes. Tous les réservoirs du projet ont des rôles de régulation et de distribution.

CHAPITRE IV :
Etude de l'adduction

INTRODUCTION

Ce chapitre concerne l'étude d'une adduction type mixte. Plusieurs variantes seront proposées et étudiées. Après un calcul technico-économique détaillé, la meilleure variante sera retenue.

Avant de passer au dimensionnement des conduites, il est important de connaître le type de sol dans le quel ces dernières seront enterrées. D'après la DRE d'Annaba la zone d'étude est située sur des terrains meubles, composés de sable argileux, gravies et galets.

IV.1 Type d'adduction [5]

D'après leur fonctionnement, les adductions peuvent être classées en trois groupes :

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

a) Adduction gravitaire :

C'est une adduction où l'écoulement se fait gravitairement grâce à la force de gravité. On rencontre ce type d'adduction dans le cas où la source se situe à une côte supérieure à la côte piézométrique de l'ouvrage d'arrivée.

b) Adduction par refoulement :

C'est une adduction où l'écoulement se fait sous pression à l'aide des machines hydro-électriques. On rencontre ce type d'adduction dans le cas où la source se situe à une côte inférieure à la côte piézométrique de l'ouvrage d'arrivée.

c) Adduction mixte :

C'est une adduction où la conduite par refoulement se transforme en conduite gravitaire ou l'inverse. Le relais entre les deux types de conduite est assuré par un réservoir appelé réservoir tampon.

IV.2 Adduction et type d'écoulement [1]

On distingue deux types d'écoulement :

- Ecoulement à surface libre
- Ecoulement en charge

IV.2.1 Ecoulement à surface libre :

L'écoulement à surface libre est un écoulement qu'on rencontre dans le cas des adductions gravitaires sans charge tels que les canaux à ciel ouvert et les aqueducs fermés. Donc la pression prédominante à la surface libre est la pression atmosphérique. Ce type d'écoulement est conditionné par la pente.

IV.2.2 Ecoulement en charge

L'écoulement en charge est un écoulement qu'on rencontre dans le cas des adductions ou des réseaux gravitaires sous pression et des adductions par refoulement. Donc sa pression diffère de la pression atmosphérique.

IV.3 Critères de choix de tracé

L'emplacement des réservoirs étant fixé, il est nécessaire de prévoir un tracé pour l'adduction qui doit :

- Avoir un itinéraire aussi direct que possible.
- Respecter les impératifs du profil en long avec le moins possible de sur profondeurs.
- Eviter la multiplication des ouvrages coûteux ou fragiles (traversés de rivière, route, chemin de fer etc...).
- Eviter dans la mesure du possible la traversée des massifs boisés.
- Entraîner des dépenses aussi faibles que possible de construction en évitant les points hauts sur le refoulement (construction de cheminée d'équilibre)
 - Le choix d'un tracé en bordure des routes et chemins présente un certain nombre d'avantages :
 - Travaux de terrassement et approvisionnement des tuyaux souvent moins onéreux.
 - Accès facile aux regards contenant des appareils de robinetterie.
 - Nous devons toujours d'éviter les contres pentes qui donnent des cantonnements d'air, de plus, en période d'arrêt de pompe, il y peut avoir une cavitation entraînant une rupture de la veine liquide pouvant occasionner des éclatements de canalisation.
 - Le tracé en plan sera conçu compte tenu de la possibilité de réaliser le profil en long idéal avec des coudes largement ouverts afin d'éviter les butées importantes. A cet effet, on sera peut être amené à ne pas suivre l'accotement des routes, et par conséquent franchir certains terrains particuliers.

- Si notre tracé se trouve sur des terrains topographiquement accidentés où une suite de points hauts surgit, des cantonnements d'air pourront avoir lieu en ces points qui peuvent entraîner des cavitations, dans ces cas des dispositifs anti-béliers peuvent être installés.

- Certains terrains accidentés nous obligent à avoir un tracé où l'adduction sera mixte (refoulement-gravitaire). Dans ce cas nous devons toujours chercher à raccourcir le tronçon de refoulement s'il ya lieu.

IV.4 Choix du matériau de la conduite [4]

Le choix du type de matériaux des conduites enterrées pour le transport du fluide dépend aussi bien de leur faisabilité technique qu'économique.

❖ Sur le plan technique :

- Résistance aux attaques chimiques, aux pressions et à la résistance des charges mobiles ;
- Adaptation aux terrains de pose ;
- Bonne étanchéité ;
- Facilité d'entretien et de mise en service.

❖ Sur le plan économique cette faisabilité dépend essentiellement :

- Du prix de la fourniture et du transport ;
- De leur disponibilité sur le marché local (de préférence).

Les types de conduites les plus utilisés dans le domaine d'alimentation en eau potable, on distingue:

- Métalliques « Acier, Fonte » ;
- A base de ciment « amiante ciment » ;
- En matière plastique « poly chlorure de vinyle (PVC), polyéthylène (PE) ».

a) Conduites en Fonte :

La fonte est un alliage de fer-carbone-silice. En subissant une cristallisation du graphite par l'introduction d'une quantité contrôlée de magnésium dans une fonte de base désulfurée, on obtient de la fonte ductile (à graphite sphéroïdale).

Parmi les avantages des canalisations en fonte ductile:

- Bonne résistance aux forces internes ;
- Résistance aux pressions élevées ;

- Compte tenu de leur solidité et leurs joints flexibles, les conduites en fonte ductile, offrent une bonne résistance aux secousses sismiques et aux affaissements de terrains.
- Les conduites en fonte comportent un revêtement intérieur constitué d'un mortier de ciment centrifugé. Ce revêtement donne une paroi de faible rugosité.

Leurs inconvénients sont :

- Lourdes
- Contrairement aux conduites en PEHD, la conduite en fonte est chère pour les petits diamètres (<300mm). (Voir annexe III et IV)

b) Conduites en Acier :

L'acier est un constituant de fer combiné au carbone, le pourcentage de carbone est compris entre 0,1 % et 1,5 %. L'acier utilisé dans la fabrication des tubes et raccords est l'acier doux soudable.

Parmi les avantages des tuyaux en acier :

- Découpable, soudable ;
- Bonne étanchéité ;
- Résistance aux pressions importantes et aux contraintes (chocs, écrasement) ;
- Plus léger que les tuyaux en fonte ;
- Disponibilité sur le marché national.

L'inconvénient majeur des conduites en acier est leur sensibilité à la corrosion, ils nécessitent un revêtement intérieur et extérieur ainsi qu'une protection cathodique.

c) Conduites en Amiante Ciment :

L'amiante ciment reste déconseillé pour l'alimentation en eaux potables. Il nécessite beaucoup de pièces spéciales dont la disponibilité reste aléatoire.

d) Conduites en polyéthylène (PE) :

Le PE est issu des hydrocarbures, il résulte de l'association de nombreuses molécules simples (Éthylène) selon une réaction de polymérisation qui a lieu dans un réacteur chimique sous une pression et une température donnée en présence de catalyseurs.

La variation de l'un de ces paramètres peut changer la structure de la matière obtenue appelée polymère. Ce dernier peut être polyéthylène à basse densité (PEBD) ou à haute densité (PEHD) dont les points de fusion se situent respectivement à 115 °c et 130 °c.

Les raisons pour l'utilisation du polyéthylène sont illimitées, nous citons certaines d'entre elles :

- Facile à poser (grande flexibilité) ;
- Permet des rayons de courbure inférieur aux réseaux traditionnels ;
- Fiable au niveau des branchements (Pas de fuites) ;
- Durée de vie prouvée par l'expérience et les tests de vieillissement (Durée de vie théorique 50 ans à 20 °C) ;
- Bonnes caractéristiques hydrauliques (coefficient de rugosité très faible) ;
- Répond parfaitement aux normes de potabilité ;
- Résiste à tous types de corrosion, ainsi que l'entartrage ;
- Résiste chimiquement lors de transport de fluides industriels et des eaux usées ;
- Se raccorde facilement aux réseaux (fonte, acier) ;
- Insensible aux mouvements du terrain (tremblement de terre) ;
- Très bonne étanchéité ;
- Disponibilité sur le marché national.

e) PVC (Poly Chlorure de Vinyle) :

Le PVC est un dérivé de l'éthylène, le monomère est le chlorure vinyle de formule CH_2CHCl . La matière première est une poudre blanche. Le point de fusion se situe à 150°C, mais le produit se ramollit à 75°C.

Les avantages sont :

- Facilité de pose de canalisation ;
- Une bonne résistance chimique à la solution saline, acide et solution oxydable ;
- La finition des surfaces internes des tubes (lisses) réduit considérablement les pertes de charges comparativement à d'autres matériaux ;
- Une faible rugosité qui se maintient le long des années ;
- Disponibilité sur le marché national;

Conclusion

Le constat fait à partir des caractéristiques techniques de chaque type de canalisations en fonction des avantages et inconvénients nous permet de choisir deux types de conduites en l'occurrence : les tuyauteries en Fonte Ductile et en Polyéthylène à Haute Densité (PEHD) qui sont les plus performantes.

Sur le plan économique (Voir Annexes III, IV) l'analyse des coûts des conduites retenues sur le plan technique fait ressortir que :

- Pour le PEHD les prix sont plus intéressants pour les diamètres inférieurs à 315mm que ceux des canalisations en fonte.
- A partir du diamètre 300 mm la tuyauterie en fonte ductile est plus économique que celles en PEHD.

Devant ces caractéristiques technico-économique nous optons pour une combinaison des deux matériaux :

- Les conduites principales seront en Fonte Ductile.
- Les conduites secondaires seront en PEHD.

IV.5 Etude des variantes

L'étude des variantes a pour objet le choix du tracé le plus économique possible de la conduite ainsi que de l'emplacement adéquat de(s) station(s) de pompage. La zone d'étude est alimentée par les réservoirs d'eau traitée de Chaïba.

A. Variante N° 1 : (figure IV.1)

Dans cette variante, la distribution se fait à partir des réservoirs de Chaïba ; (10000 m³ existant et de 1300m³ projeté implantés à la côte de 92.34 m (NGA)) ; vers les réservoirs de la localité de Hadjar Ediss qui ont une capacité de 8000 m³ dont l'un (3000 m³) est projeté à une côte de 53.60 m (NGA). Cette adduction longe le chemin de wilaya N°49 sur une distance de 18 Km.

-Un premier piquage est pratiqué sur cette adduction à une côte de 21.60 m au niveau de l'agglomération de Bergouga distante de 10.13 Km de Chaïba. Ce piquage est destiné à alimenter la bêche de reprise de Bergouga de capacité 250 m³ et implantée à une côte de 23.04m. Il a pour rôle l'alimentation du réservoir de 1000 m³ de Bergouga situé à une côte de 94.94 m et distant de 2 Km de la station existante.

-Le deuxième piquage se situe à Derradji Redjem distant du premier piquage de 1,48 Km et qui a une côte de 13.7 m alimentant le réservoir projeté de Derradji Redjem d'une capacité de 3000 m³ à une côte de 67.41 m servant à l'alimentation en eau de cette même localité.

-Le troisième piquage située a une distance de 449 m du 2^{ème} piquage à une côte de 15.80 m. Il est destiné a l'alimentation des châteaux d'eau de El Horaïcha dont l'un est existant 300 m³ et le second à projeter d'une capacité de 1200 m³ côte terrain 40m.

En conclusion, cette variante comporte :

- 01 station de pompage ;

- Une adduction gravitaire de 20.61 km de longueur;
- Une adduction par refoulement s'étendant sur 2 km.

B. Variante N°2 : (figure IV.2)

Le même tracé de la conduite principale de Chaïba vers Hadjar Ediss est conservé avec une différence au niveau du nombre de piquages ; qui dans cette variante est de deux(02).

-Le premier piquage de Bergouga est maintenu avec les même côtes et distances énoncées dans la première variante.

- Le deuxième piquage situé à Derradji Redjem distant de 11,61 Km de Chaïba à une côte de 13,7 m alimentera gravitairement le réservoir projeté de Derradji Redjem d'une capacité de 3000 m³ et situé à une côte de 67.41 m. Ce dernier assurera l'alimentation par gravité des deux châteaux d'eaux d' El Horaïcha.

Cette variante comprend :

- 01 station de pompage ;
- Une adduction gravitaire de 21.50 km de longueur;
- Une adduction par refoulement s'étendant sur 2 km.

C. Variante N°3 : (figure IV.3)

Dans cette variante l'ancien tracé est conservé à savoir :

-les réservoirs de Chaïba, de volume global 11300 m³, acheminent les eaux vers le réservoir existant de 1000 m³ de El karma distant de 6 km et implanté à une côte de 25 m. une partie de cette eau est refoulée par la station de pompage vers les châteaux d'eau d'El Horaïcha distant de 4 km de ce dernier.

Une partie de cette eau est distribuée à El Horaïcha, l'autre est acheminée gravitairement vers la bache de Bergouga qui alimente à son tour le réservoir de 1000 m³ de Bergouga à partir de la 2^{ème} station de pompage sur une distance de 2 Km. Par la suite cette eau est distribuée gravitairement vers Hadjar Ediss.

Sur la conduite reliant Bergouga à Hadjar Ediss un piquage est réalisé à une côte de 13.7m pour alimenter le réservoir projeté 3000 m³ de Derradji Redjem .

Cette variante préconise :

- 02 stations de pompage ;
- Une adduction gravitaire de 25.61 km de longueur;
- Une adduction par refoulement s'étendant sur 6 km.

Commentaire :

La 3^{ème} variante est à priori désavantageuse par le fait que deux (02) stations de pompage sont nécessaires avec un tracé pour les adductions gravitaire et de refoulement élevé par rapport au deux (02) premières variantes, donc cette variante est à éliminer.

Le choix se fera entre les deux premières variantes qui présentent un intérêt technique et économique.

Pour les réservoirs projeter sont implantés à côté des réservoirs existants,

À cause du manque de donnée. chaque réservoir alimente une partie de cette agglomération.

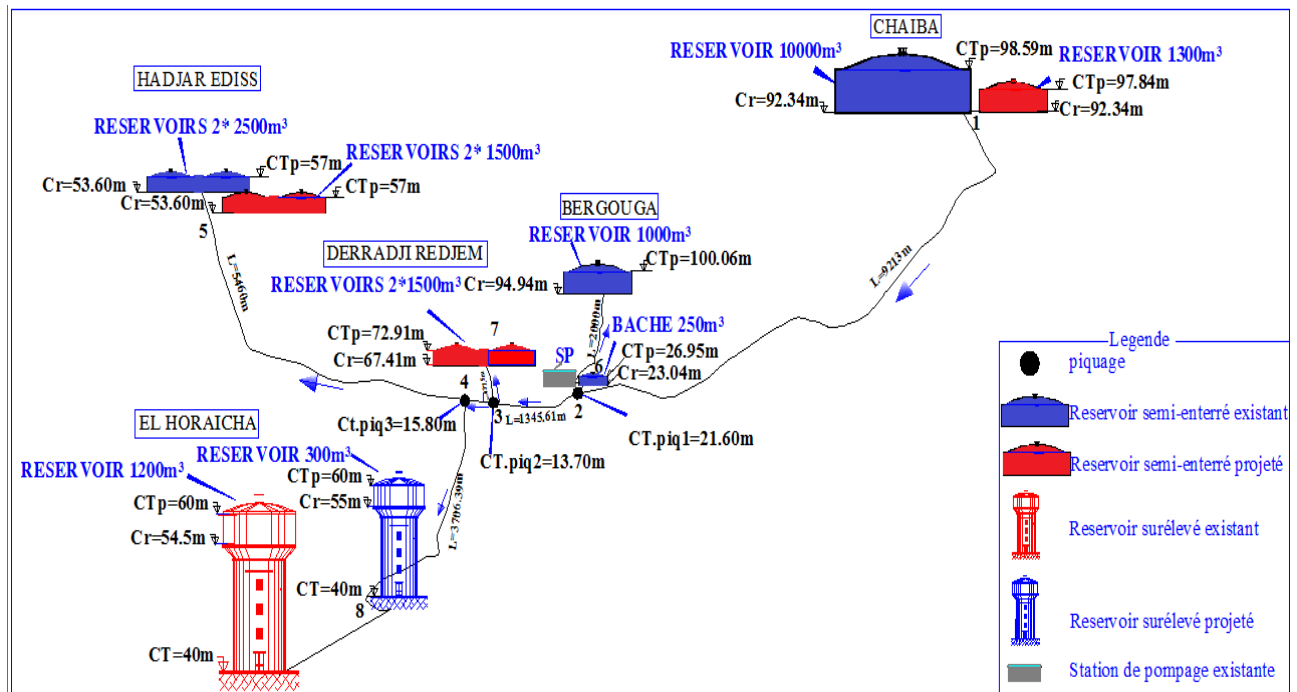


Figure IV.1: Schéma du tracé de la variante N°1.

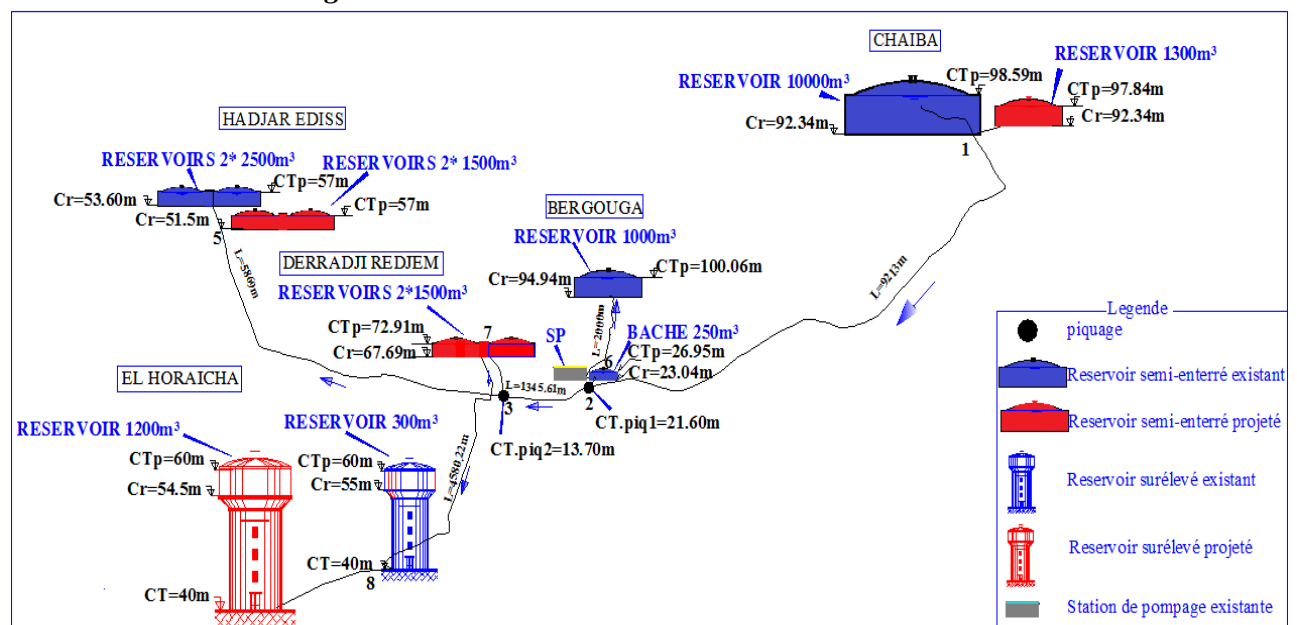


Figure IV.2: Schéma du tracé de la variante N°2.

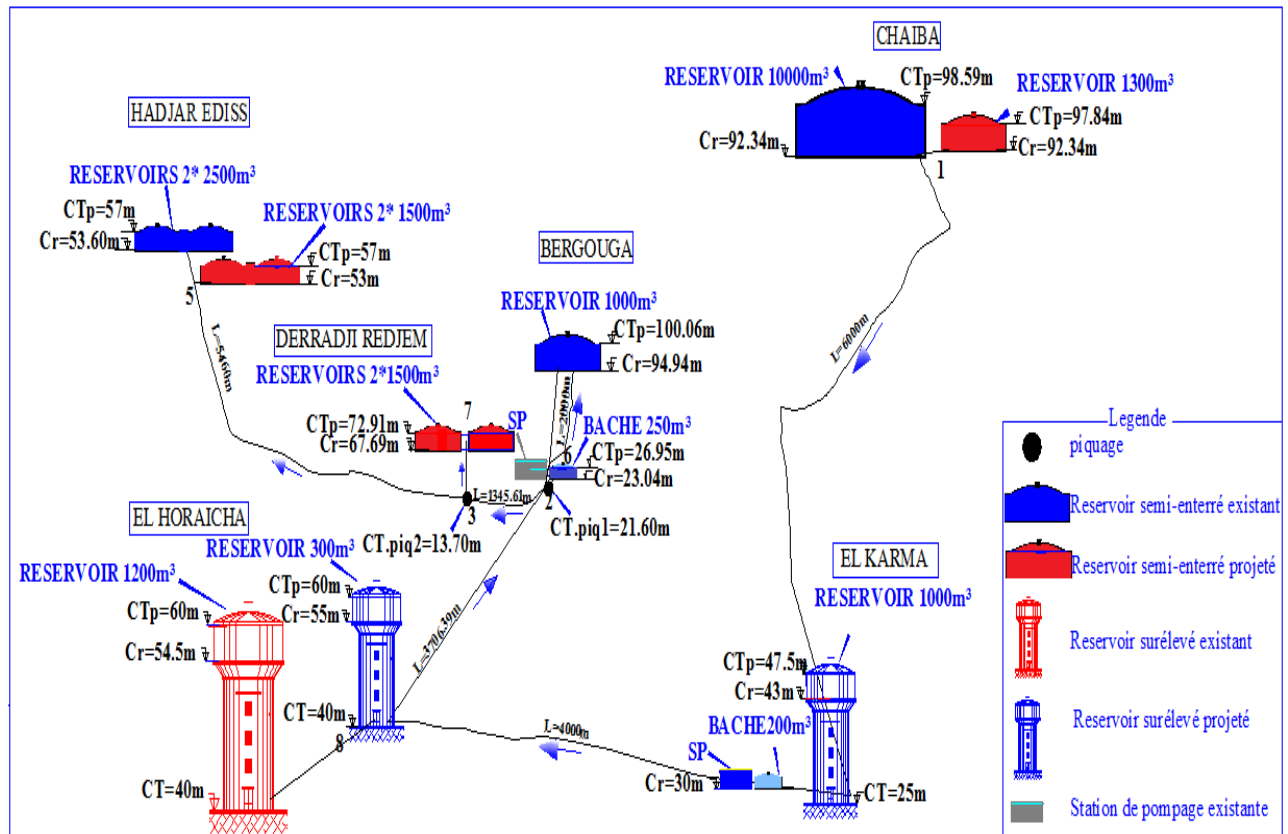


Figure IV.3: Schéma du tracé de la variante N°3.

IV.6 Calcul hydraulique : [2]

IV.6.1 Cas de refoulement

Le choix de la gamme des diamètres sur laquelle portera notre étude sera donnée par les relations :

$$- D_{ec} = \sqrt{Q} \quad (\text{Relation de Bonin}) \quad (\text{IV.1})$$

$$- D_{ec} = 1,5 * \sqrt{Q} \quad (\text{Relation de Bresse}) \quad (\text{IV.2}) \text{ valable pour les longueurs } \leq 1 \text{ Km}$$

IV.6.1.1 Méthode de détermination du diamètre économique :

Cette méthode a pour avantage de remédier aux problèmes des autres formules qui donnent des diamètres économiques calculés. Pour cela dans cette méthode on considère plusieurs diamètres (généralement une gamme de diamètres normalisés au voisinage du diamètre économique calculé), et on calcule d'une part les dépenses d'amortissement de la conduite et d'autre part, les frais d'exploitations et on pourra tracer donc une courbe d'optimisation.

A. 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 :

$$F_{am} = P_{rc} * A \quad [DA] \quad (IV.3)$$

A: Amortissement annuel. Il est donné par la formule suivante:

$$A = \frac{i}{(1+i)^{n'} - 1} + i \quad (IV.4)$$

$i = 8 \%$ en Algérie ;

$n' = 22$ ans.

$$A.N : A = \frac{0,08}{(1+0,08)^{22} - 1} + 0,08 \Rightarrow A = 0,0980$$

Et on dresse un tableau des frais d'amortissement en fonction de chaque diamètre (D_1, D_2, \dots, D_n).

B. Frais d'exploitation

Il faut d'abord déterminer les pertes de charge (ΔH) engendrées dans les canalisations D_1, D_2, \dots, D_n . Connaissant la hauteur géométrique (H_g), on peut déterminés les hauteurs manométriques totales (H_{mt}) correspondant à chaque canalisation D_1, D_2, \dots, D_n .

Les pertes de charges sur l'aspiration sont en général négligées. Etant donnée que le débit de refoulement Q est le même, on peut dresser des tableaux donnant les hauteurs manométriques, et les prix de l'énergie engendrés par les diamètres D_1, D_2, \dots, D_n .

Et par conséquent on pourra dresser le bilan total et on aura ainsi une courbe d'optimisation et évidemment le choix se portera sur le diamètre dont le prix total est le moins élevé.

C. Caractéristiques de l'adduction :

✓ Hauteur manométrique totale :

La hauteur manométrique totale sera calculée de la manière suivante :

$$H_{mt} = H_g + \sum \Delta h \quad (IV.5)$$

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

$$\sum \Delta h = 1,1 * \Delta h_p^{lin} \quad (IV.6)$$

$$\Delta h_p^{lin} = \frac{8 * \lambda * Lg * Q^2}{\pi^2 * g * D^5} \quad (\text{Formule de Darcy-Weisbach}) \quad (\text{IV.7})$$

Avec la rugosité de la conduite Polyéthylène à Haute Densité (PEHD) égale à 0.01mm (catalogue CHIALLI).

$$\text{Avec : } \lambda = (1,14 - 0,86Ln \frac{\varepsilon}{D})^{-2} \quad (\text{Formule de Nikuradzé}) \quad (\text{IV.8})$$

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 * \text{Log}(\frac{\varepsilon}{3,7 * D} + \frac{2,51}{R_e * \sqrt{\lambda}}) \quad (\text{Formule Colebrook}) \quad (\text{IV.9})$$

Dans les calculs introduisant le coefficient λ , ce dernier est estimé par la formule (IV.8).

$$R_e = \frac{V * D}{\nu} \quad (\text{IV.10})$$

Avec la viscosité cinématique de l'eau $\nu=10^{-6}$ m²/s à une température de 20°C.

✓ **Puissance de pompage**

$$P = \frac{\rho * g * Hmt * Q}{\eta} \quad (\text{IV.11})$$

η : rendement de la station de pompage (65% ÷ 90%).

Un rendement de 82 % est retenu.

✓ **Energie consommée par le pompage**

L'énergie consommée par la station de pompage tout au long d'une année est le produit de la puissance de pompage par le nombre heures de pompage par jour par le nombre du jour d'une année.

$$E = P * t * 365 \quad (\text{IV.12})$$

✓ **Dépense annuelle de l'énergie**

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

$$K = \delta * E \quad (\text{IV.13})$$

D'après la SONALGAZ (2013), le prix moyen du KWh est de 3,12 DA.

Pour le repos des pompes et l'entretien de la station de pompage ; nous avons opté pour un fonctionnement de cette dernière de 20/24 heures.

IV.6.2 Méthode de Calcul du diamètre avantageux pour les conduites gravitaires

La formule la plus utilisée pour le calcul de la perte de charge pour un écoulement dans une conduite est celle de Darcy-Weisbach :

$$\Delta H_T = \frac{8 * \lambda * L * Q^2}{g * \pi^2 * D^5} = I_{\text{moy}} * L \quad (\text{IV.14})$$

En tenant compte du matériau de la conduite et du régime d'écoulement, on déduit la formule de la perte de charge ;

$$\Delta H_T = \frac{K' * L_e * Q^\beta}{D_{av}^m} \quad (\text{IV.15})$$

$$L_{eq} = L_g + L_{e_s} \quad (\text{IV.16})$$

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

$$\Delta H_t = 1,10 * \Delta H_p^{lin} ; L_e = 1,10 * L_g$$

On déduit alors le diamètre calculé de la conduite gravitaire :

$$D_{av} = \sqrt[m]{\frac{K' * L_e * Q^\beta}{\Delta H_T}} \quad (\text{IV.17})$$

Avec :

$$I_{\text{moy}} = \frac{\Delta H_t}{\Sigma L} \quad (\text{IV.18})$$

Selon le type de matériau les coefficients **K'**, **m** et **β** sont donnés dans le tableau IV.1

Tableau IV.1: Coefficients *K'*, *m*, *β* pour différents types du 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 |
| Plastique | 0,001052 | 4,772 | 2 |

IV.6.1.1.1 Etude de l'adduction par refoulement pour les deux variantes (Tronçon bêche de la station de pompage – Réservoir de Bergouga) :

A. Tronçon de refoulement :

Ce tronçon relie la station de pompage au réservoir de Bergouga, il s'étend sur une longueur de 2000 m, Son dimensionnement va se baser sur un calcul technico-économique.

Le diamètre économique est calculé selon la méthode basée sur la création de la courbe d'optimisation.

$H_g = \text{Côte du trop plein du réservoir} - \text{Côte du niveau minimale de la b\^ache d'eau}$

Côte du niveau minimale de la b\^ache d'eau = Côte radier + 0,5 m ;

Côte du niveau eau minimale de la b\^ache d'eau = 23,04 + 0,5 = 23,54 m ;

Côte du trop plein du réservoir est égale à 100,06 m ;

$H_g = 100,06 - 23,54 = 76,52 \text{ m}$

➤ Calcul des frais d'exploitations

Les frais d'exploitation sont calculés sur la base de l'énergie électrique consommée lors du pompage et ce pour la gamme de diamètres obtenue. Il est entendu que la hauteur manométrique totale varie selon le diamètre. Moyennant les formules précédentes, on calcule les hauteurs manométriques totales correspondant aux différents diamètres

$$Q_{\text{exp}} = \frac{Q_{\text{max } j}}{t * 3600}$$

- $Q_{\text{max},j} = 589,20 \text{ m}^3/j$.

- $t = 20 \text{ h}$.

$$Q_{\text{exp}} = \frac{589,20}{20 * 3600} = 0,00818 \text{ m}^3/\text{s}$$

- $L = 2000 \text{ m}$

- $H_g = 76,52 \text{ m}$

- $D_{\text{cc Bonnin}} = 0,090 \text{ m}$

Les résultats trouvés lors des calculs du diamètre économique de ce tronçon sont regroupés dans les tableaux IV.2, IV.3, IV.4 et IV.5:

Tableau IV.2: Calcul de la hauteur manométrique totale (HMT).

| D (mm) | L (m) | Débit (l/s) | vitesse (m/s) | Re | λ | ΔH_1 (m) | ΔH_t (m) | H_g (m) | Hmt (m) |
|--------|-------|-------------|---------------|-----------|-----------|------------------|------------------|-----------|---------|
| 90 | 2000 | 8.18 | 1.66 | 149511.91 | 0.013 | 45.25 | 49.77 | 76.52 | 126.29 |
| 110 | 2000 | 8.18 | 1.11 | 122327.93 | 0.012 | 15.96 | 17.56 | 76.52 | 94.08 |
| 125 | 2000 | 8.18 | 0.86 | 107258.19 | 0.012 | 8.14 | 8.96 | 76.52 | 85.48 |
| 160 | 2000 | 8.18 | 0.52 | 83862.04 | 0.011 | 2.27 | 2.50 | 76.52 | 79.02 |
| 200 | 2000 | 8.18 | 0.34 | 67127.71 | 0.011 | 0.71 | 0.79 | 76.52 | 77.31 |
| 250 | 2000 | 8.18 | 0.21 | 53629.10 | 0.011 | 0.22 | 0.25 | 76.52 | 76.77 |
| 315 | 2000 | 8.18 | 0.14 | 42594.67 | 0.010 | 0.07 | 0.07 | 76.52 | 76.59 |

Tableau IV.3: Calcul des frais d'exploitation de la bache (SP) – Réservoir de Bergouga.

| Diamètre (mm) | Q (m ³ /s) | Hmt (m) | Puissance (KW) | E KWh annuels | Prix du Kwh (DA) | F _{explo} (DA) |
|---------------|-----------------------|---------|----------------|---------------|------------------|-------------------------|
| 90 | 0.00818 | 126.29 | 12.36 | 90252.24 | 3.12 | 281586.98 |
| 110 | 0.00818 | 94.08 | 9.21 | 67231.90 | 3.12 | 209763.53 |
| 125 | 0.00818 | 85.48 | 8.37 | 61087.33 | 3.12 | 190592.47 |
| 160 | 0.00818 | 79.02 | 7.74 | 56468.15 | 3.12 | 176180.63 |
| 200 | 0.00818 | 77.31 | 7.57 | 55246.65 | 3.12 | 172369.53 |
| 250 | 0.00818 | 76.77 | 7.52 | 54861.00 | 3.12 | 171166.33 |
| 315 | 0.00818 | 76.59 | 7.50 | 54738.09 | 3.12 | 170782.85 |

➤ **Calcul des frais d'amortissement**

Tableau IV.4: Calcul des frais d'amortissement de la bache (SP) – Réservoir de Bergouga.

| D (mm) | Prix ML(DA) | L (m) | Prix (DA) | ANNUITE | F _{Amort} (DA) |
|--------|-------------|-------|-------------|---------|-------------------------|
| 90 | 436.11 | 2000 | 872220.00 | 0.098 | 85477.56 |
| 110 | 644.02 | 2000 | 1288040.00 | 0.098 | 126227.92 |
| 125 | 820.47 | 2000 | 1640940.00 | 0.098 | 160812.12 |
| 160 | 1343.93 | 2000 | 2687860.00 | 0.098 | 263410.28 |
| 200 | 2102.6 | 2000 | 4205200.00 | 0.098 | 412109.60 |
| 250 | 3264.24 | 2000 | 6528480.00 | 0.098 | 639791.04 |
| 315 | 5205.12 | 2000 | 10410240.00 | 0.098 | 1020203.52 |

➤ **Bilan des coûts (Exploitation - Amortissement) :**

Après avoir calculé les frais d'exploitations et ceux d'amortissement on va faire la somme des ces frais pour calculer le bilan total des coûts et on aura ainsi une courbe d'optimisation qui par la quelle on va tirer le diamètre le plus économique pour notre projet.

Tableau IV.5 : Bilan des frais d'investissement et d'exploitation.

| D (mm) | Amortissement (DA) | Exploitation(DA) | TOTAL (DA) |
|------------|--------------------|------------------|------------------|
| 90 | 85477.56 | 281586.98 | 367064.54 |
| 110 | 126227.92 | 209763.53 | 335991.45 |
| 125 | 160812.12 | 190592.47 | 351404.59 |
| 160 | 263410.28 | 176180.63 | 439590.91 |
| 200 | 412109.60 | 172369.53 | 584479.13 |
| 250 | 639791.04 | 171166.33 | 810957.37 |
| 315 | 1020203.52 | 170782.85 | 1190986.37 |

Le tableau IV.5 nous permet de tracer la courbe d'optimisation *Figure IV.4*.

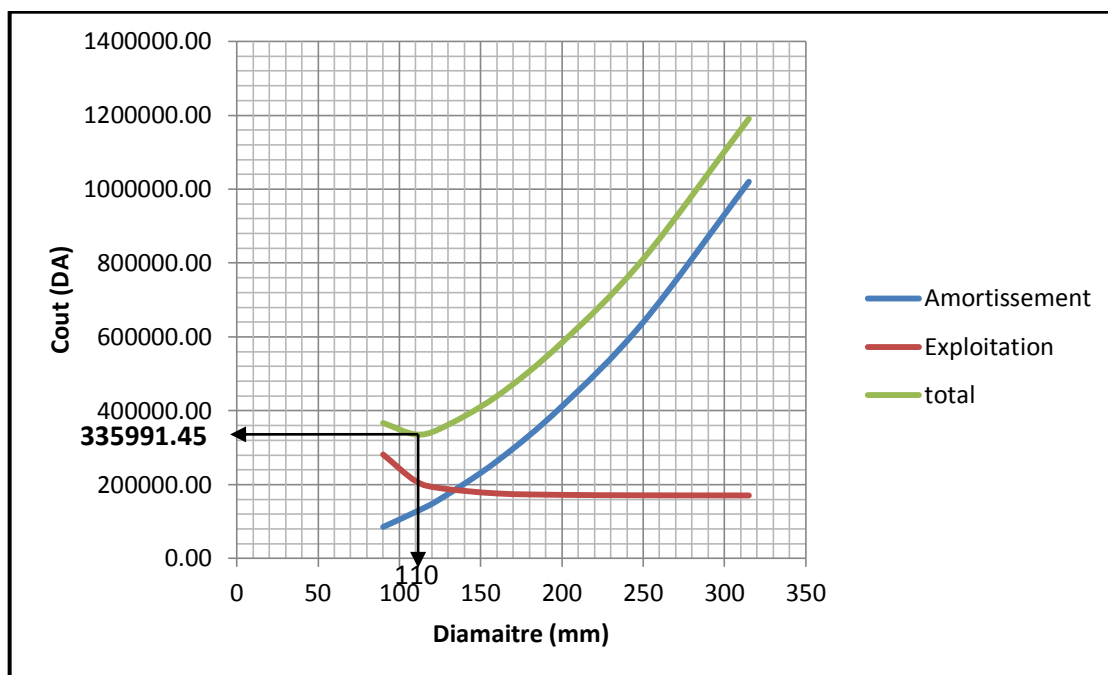


Figure IV.4: Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation (Station de pompe-réservoir de Bergouga).

Conclusion

Selon la combinaison des frais d'amortissement et d'exploitation, le diamètre économique est de 110 mm, avec une vitesse de 1,11 m/s et une longueur de 2000 m.

- Vérification de la vitesse de refoulement :

$$V_{ref} = \frac{Q}{S} = \frac{4Q}{\pi D^2} = \frac{4 \times 0.00818}{\pi \times 0.0968^2} = 1,11m/s$$

- V ref < 2,5 m/s

La vitesse est parfaitement admissible, donc le diamètre économique est de 110 mm

IV.6.2.1 Dimensionnement de l'adduction principale pour la variante N°1 :

Nous calculons la pente moyenne de la conduite principale entre le réservoir de Chaïba et le réservoir d'alimentation de Hadjar Ediss.

$$\Delta H_r = \frac{8 * \lambda * L * Q^2}{g * \pi^2 * D^5} = I_{moy} * L$$

Nous calculons la charge disponible ΔH_d entre le réservoir de Chaïba et le réservoir d'alimentation de Hadjar Ediss.

$$\Delta H_d = C_r - C_{tp}$$

Cr : côte du radier du réservoir de distribution de Chaïba.

Ctp : côte du trop plein du réservoir de Hadjar Ediss.

$$\Delta H_d = 92,34 - 57 = 35,34 \text{ m}$$

$$\sum L = l_{1-2} + l_{2-3} + l_{3-4} + l_{4-5} = 10134,3 + 1480,171 + 449,9 + 6006 = 18070,371 \text{ m}$$

La pente moyenne : $I_{\text{moy}} = \frac{\Delta H_t}{\sum L}$

$$I_{\text{moy}} = \frac{35,34}{18070,371} \Rightarrow I_{\text{moy}} = 1,96 * 10^{-3}$$

a) Tronçon 1-2 (Réservoir Chaïba –Piquage 1) :

- Charge disponible :

$$\Delta H_d = I_{\text{moy}} * L$$

$$L_{\text{eq}} = 10134,3 \text{ m} ; I_{\text{moy}} = 1,96 * 10^{-3} .$$

$$\Delta H_d = 1,96 * 10^{-3} * 10134,3 = 19,86 \text{ m}$$

- Calcul du diamètre avantageux :

Pour la conduite principale (fonte ductile), nous prenons : $K^2 = 0,00179$; $\beta = 2$; $m = 5,3$. Voir (tableau IV.1)

$$D_{\text{av}} = 5,3 \sqrt{\frac{0,00179 * 10134,3 * (0,12851)^2}{19,86}} = 0,453 \text{ m}$$

Le diamètre le plus avantageux calculé ci avant est de 453mm, le diamètre normalisé est de 500 mm.

- Calcul de la perte de charge pour le nouveau diamètre

$$\Delta H_d = \frac{K^2 * L_e * Q^\beta}{D_{\text{av}}^m} = \frac{0,00179 * 10134,3 * 0,12851^2}{0,5^{5,3}} = 11,80 \text{ m}$$

- Vitesse d'écoulement :

La vitesse d'écoulement dans la conduite gravitaire est déterminée suivant l'équation de

continuité : $Q = V * S \Rightarrow Q = V * \frac{\pi * D^2}{4}$ Ainsi : $V = \frac{4 * Q}{\pi * D^2}$

Pour un diamètre de $\varnothing 500 \text{ mm} \Rightarrow V = \frac{4 * 0,12851}{3,14 * 0,50^2} = 0,65 \text{ m/s} .$

- La côte piézométrique pour le premier piquage :

$$\Delta H_d = C_r - C_{p \text{ piquage1}} \Rightarrow C_{p \text{ piquage1}} = C_r - \Delta H_d$$

$$C_{p \text{ piquage1}} = 92,34 - 11,80 = 80,54 \text{ m}$$

b) Tronçon 2-3 (piquage1 – piquage2) :

Nous avons un débit $Q = 121.69 \text{ l/s}$ et une longueur équivalente $L_{eq} = 1480,17 \text{ m}$

- Charge disponible :

$$\Delta H_d = \text{Imoy} * L$$

$$\text{Imoy} = 1,96 * 10^{-3} .$$

$$\Delta H_d = 1,96 * 10^{-3} * 1480,17 = 2,90 \text{ m}$$

- Calcul du diamètre avantageux :

$$D_{av} = 5,3 \sqrt{\frac{0,00179 * 1480,17 * (0,12169)^2}{2,90}} = 444,03 \text{ mm}$$

Le diamètre le plus avantageux calculé ci avant est de 444,03mm, le diamètre normalisé est de 450mm

- Calcul de la perte de charge pour le nouveau diamètre

$$\Delta H_d \text{ [?]} = \frac{0,00179 * 10134,3 * 0,12169^2}{0,45^{5,3}} = 2,70 \text{ m}$$

- Vitesse d'écoulement : $V = \frac{4 * 0,12169}{\pi * 0,45^2} = 0,77 \text{ m/s}$

- La côte piézométrique pour le deuxième piquage :

$$\Delta H_d = C_{p \text{ piquage1}} - C_{p \text{ piquage2}} \Rightarrow C_{p \text{ piquage2}} = C_{p \text{ piquage1}} - \Delta H_d$$

$$C_{p \text{ piquage2}} = 80,54 - 2,70 \Rightarrow C_{p \text{ piquage2}} = 77,84 \text{ m}$$

c) Tronçon 3-4 (piquage2 – piquage3) :

Nous avons un débit $Q = 92.73 \text{ l/s}$ et une longueur équivalente $L_{eq} = 449,9 \text{ m}$

- Charge disponible :

$$\Delta H_d = \text{Imoy} * L$$

$$\text{Imoy} = 1,96 * 10^{-3} \Rightarrow \Delta H_d = 1,96 * 10^{-3} * 449,9 = 0,88 \text{ m}$$

- Calcul du diamètre avantageux :

$$D_{av} = 5.3 \sqrt{\frac{0,00179 \cdot 449,9 \cdot (0,09273)^2}{0,88}} = 400,87 \text{ mm}$$

Le diamètre le plus avantageux calculé ci avant est de 400,87mm, le diamètre normalisé est de 400 mm.

- Calcul de la perte de charge pour le nouveau diamètre

$$\Delta H_d \text{ [?]} = \frac{0,00179 \cdot 449,9 \cdot 0,09273^2}{0,40^{5,3}} = 0,89 \text{ m}$$

- Vitesse d'écoulement : $V = \frac{4 \cdot 0,09273}{\pi \cdot 0,40^2} = 0,74 \text{ m/s}$
- La côte piézométrique pour le troisième piquage :

$$\Delta H_d = C_{p \text{ piquage2}} - C_{p \text{ piquage3}} \quad C_{p \text{ piquage3}} = C_{p \text{ piquage2}} - \Delta H_d$$

$$C_{p \text{ piquage3}} = 77,84 - 0,89 \Rightarrow C_{p \text{ piquage3}} = 76,95 \text{ m}$$

d) Trançon4-5 (piquage3 - réservoir de Hadjar Ediss)

Nous avons un débit $Q = 77.15 \text{ l/s}$, et une longueur équivalente $L_{eq} = 6006 \text{ m}$

- Charge disponible :

$$\Delta H_d = C_{p \text{ piquage3}} - C_{TP.R} = 76,95 - 57 = 19,95 \text{ m}$$

C_{tp} : côte du trop plein du réservoir de Hadjar Ediss.

- Calcul du diamètre avantageux :

$$D_{av} = 5.3 \sqrt{\frac{0,00179 \cdot 6006 \cdot (0,07715)^2}{19,95}} = 338,42 \text{ mm}$$

Le diamètre le plus avantageux calculé ci avant est de 338,42mm, il est compris entre les diamètres normalisés 300mm et 350mm, donc on va opter pour une adduction à deux conduites en série composé de Ø350 et Ø300.

La perte de charge engendrée s'écrit :

$$\Delta H = K' \times Q^\beta \times \left(\frac{l_1}{D_1^m} + \frac{l_2}{D_2^m} \right) = 0,00179 \times 0,07715^2 \times \left(\frac{x}{0,35^{5,3}} + \frac{l-x}{0,30^{5,3}} \right)$$

$$\Delta H = 19,95 \text{ m} \quad \text{pour } l = 6006 \text{ m}$$

L'équation précédente se transforme en une équation à une seule inconnue (x).

Après résolution on trouve : $x = 5078,88 \text{ m}$.

Nous aurons un diamètre Ø350 sur une longueur de 5078,88 m suivi d'un diamètre Ø300 sur une longueur de 927,12 m.

- Vitesses d'écoulement :

Pour le diamètre Ø300 $V = \frac{4 \cdot 0.07715}{\pi \times 0.30^2} = 1.09 \text{ m/s}$

Pour le diamètre Ø350 $V = \frac{4 \cdot 0.07715}{\pi \times 0.35^2} = 0.80 \text{ m/s}$

Les résultats pour le calcul des diamètres avantageux de la conduite principale de la variante N°1 sont regroupés dans le tableau IV.6.

Tableau IV.6 : résultats des diamètres avantageux de la conduite principale de la variante N°1.

| N° du tronçon | Point (Pt) de départ | point d'arrivé | Débit l/s | Lg m | Léq m | D mm | V m/s | ΔH (m) | CT(m) Pt de départ | Cp(m) Pt de départ | Ps(m) Pt de départ |
|---------------|----------------------|------------------------|-----------|--------|---------|------|-------|----------------|--------------------|--------------------|--------------------|
| 1-2 | R. Chaiba | piquage1 | 128.51 | 9213 | 10134.3 | 500 | 0.65 | 11.80 | 92.34 | 98.34 | 6 |
| 2-3 | Piquage 1 | piquage2 | 121.69 | 1345.6 | 1480.1 | 450 | 0.77 | 2.70 | 21.6 | 80.54 | 58.94 |
| 3-4 | Piquage 2 | piquage3 | 92.73 | 409 | 449.9 | 400 | 0.74 | 0.89 | 13.7 | 77.84 | 64.14 |
| 4-5 | Piquage 3 | Réservoir Hadjar Ediss | 77.15 | 5460 | 6006 | 300 | 1.09 | 19.95 | 15.8 | 76.95 | 61.15 |
| | | | | | | 350 | 0.8 | | | | |

IV.6.2.2 Dimensionnement de l'adduction secondaire pour la 1^{ème} variante :

a) Tronçon 2-6 (piquage 1 - Bâche de reprise) :

- Charge disponible :

$\Delta H_d = C_p \text{ piquage1} - C_{Tp.B} \Rightarrow \Delta H_d = 80.54 - 26.95 \Rightarrow \Delta H_d = 53.59 \text{ m}$

- Calcul du diamètre avantageux : $D_{av} = \sqrt[m]{\frac{K' \cdot L_e \cdot Q^\beta}{\Delta H_d}}$

Nous prenons : $K' = 0,001052$; $\beta = 2$; $m = 4,772$. Voir (tableau IV.1) tuyau en plastique (PEHD)

$D_{av} = 4,772 \sqrt[4]{\frac{0,001052 \cdot 45.10 \cdot (0.00682)^2}{53.59}} = 0.028 \text{ m}$

Le diamètre de 110 mm est retenu.

- Vitesse d'écoulement :

La vitesse d'écoulement dans la conduite gravitaire est déterminée selon l'équation de continuité :

$$\text{Pour un diamètre de } \varnothing 110\text{mm} \Rightarrow V = \frac{4 * 0.00682}{3.14 * 0.0968^2} = 0.93\text{m/s}.$$

Pour avoir les pressions qu'il faut on doit placer les **réducteurs de pression aval**.

Principe de fonctionnement d'un régulateur de pression aval

Ce sont des organes de vannage qui introduisent automatiquement une perte de charge variable, de manière à ce que la pression aval soit maintenue à une valeur constante de consigne, quelque soit le débit et la pression amont. Le réglage du clapet se fait directement par l'action de la pression aval par un piston ou une membrane venant contrebalancer l'effet d'un ressort ou d'un contrepoids.

b) Tronçon 3 -7 (piquage 2 - Réservoir de Derradji Redjem) :

- Charge disponible :

$$\Delta H_d = C_{p \text{ piquage}2} - C_{TpR} \Rightarrow \Delta H_d = 77.84 - 72.91 \Rightarrow \Delta H_d = 4.93 \text{ m}$$

- Calcul du diamètre avantageux :

$$D_{av} = 4,772 \sqrt{\frac{0,001052 * 481.25 * (0.02896)^2}{4.93}} = 0.141 \text{ m}$$

Le diamètre le plus avantageux calculé ci avant est de 141mm, il correspond à un diamètre normalisé de 160 mm (voir annexe PEHD), donc on va opter pour une adduction à une conduite de $\varnothing 160$.

- Vitesse d'écoulement :

$$\text{Pour un diamètre de } \varnothing 160 \text{ mm} \Rightarrow V = \frac{4 * 0.02896}{3.14 * 0.141^2} = 1.86\text{m/s}.$$

c) Tronçon 4-8 (piquage 3 - Réservoir d'El Horaicha) :

- Charge disponible :

$$\Delta H_d = C_{p \text{ piquage}3} - C_{Tp.R} \Rightarrow \Delta H_d = 76.95 - 60 = 16.95\text{m} \Rightarrow \Delta H_d = 16.95\text{m}$$

$$L_{eq} = 4077.03\text{m}$$

- Calcul du diamètre avantageux : $D_{av} = 4.772 \sqrt{\frac{0,001052 * 4077.03 * (0.01559)^2}{16.95}} = 0.131 \text{ m}$

Le diamètre le plus avantageux calculé ci dessus est de 131mm, il est compris entre les diamètres normalisés 125 mm et 160 mm, qui ont respectivement des diamètres intérieur de 110,2mm et 141mm.

On va donc opter pour une adduction à deux conduites en série composé de Ø160 et Ø125

La perte de charge engendrée s'écrit :

$$\Delta H = K' \times Q^\beta \times \left(\frac{l_1}{D_1^m} + \frac{l_2}{D_2^m} \right) = 0,001052 \times 0,01559^2 \times \left(\frac{x}{0,141^{4,772}} + \frac{l-x}{0,1102^{4,772}} \right)$$

$$l = L_{eq} = 4077,03m$$

L'équation précédente se transforme en une équation à une seule inconnue (x).

Après résolution on trouve : x = 3319,71 m.

Un diamètre de Ø160 sur une longueur de 3319,71 suivi d'un diamètre de Ø125 sur une longueur de 757,32 m sont ainsi obtenus.

- Vitesse d'écoulement :

$$\text{Pour un diamètre de } \varnothing 160 \text{ mm} \Rightarrow V = \frac{4 * 0.01559}{3.14 * 0.141^2} = 1m / s .$$

$$\text{Pour un diamètre de } \varnothing 125 \text{ mm} \Rightarrow V = \frac{4 * 0.01559}{3.14 * 0.1102^2} = 1,63m / s .$$

Tableau IV.7 : résultats des diamètres avantageux de la conduite secondaire de la variante N°1.

| N° du tronçon | Point (Pt) de départ | point d'arrivé | Débit l/s | Lg m | Léq m | D mm | V m/s | ΔH (m) | CT(m) Pt de départ | Cp(m) Pt de départ | Ps(m) Pt de départ |
|---------------|----------------------|---------------------------|-----------|---------|---------|------|-------|--------|--------------------|--------------------|--------------------|
| 2-6 | piquage 1 | Bâche de reprise | 6.82 | 41 | 45.10 | 110 | 0.93 | 0.9 | 21.6 | 80.54 | 58.94 |
| 3-7 | piquage 2 | Réservoir Derradji Redjem | 28.96 | 437.5 | 481.25 | 160 | 1.86 | 4.93 | 13.7 | 77.84 | 64.14 |
| 4-8 | piquage 3 | Réservoir El Horaicha | 15.59 | 3706.39 | 4077.03 | 125 | 1.63 | 16.95 | 15.8 | 76.95 | 61.15 |
| | | | | | | 160 | 1 | | | | |

IV.6.2.3 Dimensionnement de l'adduction principale pour la 2^{ème} variante :

La partie principale reste inchangée à partir du Réservoir Chaïba jusqu'au piquage N° 2. À partir de ce piquage un changement dans les tronçons 3-5, 7- 8 est réalisé. Le 3^{ème} piquage n'existe plus dans cette variante (Voir figure IV.2).

a) Tronçon 3-5 (Piquage2 - Réservoir Hadjar Ediss) :

- Charge disponible :

$$\Delta H_d = C_p \text{ piquage2} - C_{Tp,R} \Rightarrow \Delta H_d = 77.84 - 57 = 18.5 \text{ m} \Rightarrow \Delta H_d = 20.84 \text{ m}$$

$$l = L_{eq} = 6455.90 \text{ m}$$

- Calcul du diamètre avantageux :

$$D_{av} = 5.3 \sqrt{\frac{0,00179 * 6455.90 * (0.07715)^2}{20.84}} = 0.340 \text{ m}$$

Le diamètre le plus avantageux calculé ci dessus est de 340 mm, il est compris entre les diamètres normalisés 300 mm et 350 mm, on va donc opter pour une adduction à deux conduites en série composé de Ø350 et Ø300.

La perte de charge engendrée s'écrit :

$$\Delta H = K' \times Q^\beta \times \left(\frac{l_1}{D_1^m} + \frac{l_2}{D_2^m} \right) = 0,00179 \times 0,07715^2 \times \left(\frac{x}{0,35^{5,3}} + \frac{l-x}{0,30^{5,3}} \right)$$

$$\text{Avec } l = L_{eq} = 6455.90 \text{ m}$$

L'équation précédente se transforme en une équation à une seule inconnue (x).

Après résolution on trouve : $x = 6297.62 \text{ m}$.

On va donc avoir un Ø350 mm sur une longueur de 6297,62 m suivi de Ø300 sur une longueur de 158,28 m.

- Vitesse d'écoulement :

$$\text{Pour un diamètre de } \text{Ø}350 \text{ mm} \Rightarrow V = \frac{4 * 0.07715}{3.14 * 0.35^2} = 0.80 \text{ m/s}.$$

$$\text{Pour un diamètre de } \text{Ø}300 \text{ mm} \Rightarrow V = \frac{4 * 0.07715}{3.14 * 0.30^2} = 1,09 \text{ m/s}.$$

Tableau IV.8: résultats des diamètres avantageux de la conduite principale de la variante N° 2.

| N° du tronçon | Point (Pt) de départ | point d'arrivé | Débit l/s | Lg m | Léq m | D mm | V m/s | ΔH (m) | CT (m) Pt de départ | Cp (m) Pt de départ | Ps (m) Pt de départ |
|---------------|----------------------|-----------------|-----------|--------|-------------|------|-------|--------|---------------------|---------------------|---------------------|
| 1-2 | R. Chaïba | Piquage 1 | 128.51 | 9213 | 10134.3 | 500 | 0.65 | 11.80 | 92.34 | 98.34 | 6 |
| 2-3 | Piquage 1 | Piquage 2 | 121.69 | 1345.6 | 1480.1 | 450 | 0.77 | 2.70 | 21.6 | 80.54 | 58.94 |
| 3-5 | Piquage 2 | R. Hadjar Ediss | 77.15 | 5869 | 6455.9 | 300 | 1.09 | 20.84 | 13.6 | 77.84 | 64.24 |
| | | | | | 6297.6 2 | | | | | | |

IV6.2.4 Dimensionnement de l'adduction secondaire pour la 2^{ème} variante :

a) Tronçon 3 -7 (Piquage 2 - Réservoir Derradji Redjem) :

- Charge disponible :

$$\Delta H_d = C_{p \text{ piquage2}} - C_{Tp \cdot R} \Rightarrow \Delta H_d = 77.84 - 72.91 = 4.93 \text{ m} \Rightarrow \Delta H_d = 4.93 \text{ m}$$

$$l = L_{eq} = 481.25 \text{ m}$$

- Calcul du diamètre avantageux :

$$D_{av} = 4,772 \sqrt{\frac{0,001052 \cdot 481,25 \cdot (0,04455)^2}{4,93}} = 0.168 \text{ m}$$

Le diamètre le plus avantageux calculé ci dessus est de 168mm, il est compris entre les diamètres normalisés 160 mm et 200 mm, dont les diamètres intérieur sont respectivement 141 mm et 176,2 mm.

On va donc opter pour une adduction à deux conduites en série composé de Ø200 et Ø160.

La perte de charge engendrée s'écrit :

- perte de charge engendrée s'écrit :

$$\Delta H = K' \times Q^\beta \times \left(\frac{l_1}{D_1^m} + \frac{l_2}{D_2^m} \right) = 0,001052 \times 0,04455^2 \times \left(\frac{x}{0,1762^{4,772}} + \frac{l-x}{0,141^{4,772}} \right)$$

$$l = L_{eq} = 481,25 \text{ m}$$

L'équation précédente se transforme en une équation à une seule inconnue (x).

Après résolution on trouve : $x = 420,86$ m.

Un diamètre de Ø200 sur une longueur de 420,86 m suivi d'un diamètre Ø160 sur une longueur de 60,39 m sont ainsi obtenus.

- Vitesse d'écoulement :

$$\text{Pour un diamètre de } \varnothing 160 \text{ mm} \Rightarrow V = \frac{4 * 0.04455}{3.14 * 0.141^2} = 2.85 \text{ m/s.}$$

$$\text{Pour un diamètre de } \varnothing 200 \text{ mm} \Rightarrow V = \frac{4 * 0.04455}{3.14 * 0.1762^2} = 1.83 \text{ m/s.}$$

b) Tronçon 7- 8 (Reservoir Derradji Redjem - Réservoir d'El Horaicha) :

- Charge disponible :

$$\Delta H_d = C_{r.R.} - C_{Tp.R} \Rightarrow \Delta H_d = 67.41 - 60 = 7.41 \text{ m}$$

$$\Delta H_d = 7.41 \text{ m}$$

$$l = L_{eq} = 5038.24 \text{ m}$$

- Calcul du diamètre avantageux :

$$D_{av} = 4,772 \sqrt{\frac{0,001052 * 5038.24 * (0.01559)^2}{7,41}} = 0.163 \text{ m}$$

Le diamètre le plus avantageux calculé ci avant est de 163mm, il est compris entre les diamètres normalisés 160 mm et 200 mm, dont les diamètres intérieur sont respectivement 141 mm et 176.2mm.

Une adduction à deux conduites en série composé de Ø200 et Ø160 est retenue.

- La perte de charge engendrée s'écrit :

$$\Delta H = K' \times Q^\beta \times \left(\frac{l_1}{D_1^m} + \frac{l_2}{D_2^m} \right) = 0,001052 \times 0,01559^2 \times \left(\frac{x}{0,1762^{4,772}} + \frac{l-x}{0,141^{4,772}} \right)$$

$$l = L_{eq} = 5038.24 \text{ m}$$

L'équation précédente se transforme en une équation à une seule inconnue (x).

Après résolution on trouve : $x = 3839,16$ m.

Un diamètre de Ø200 sur une longueur de 3839,16m suivi d'un diamètre de Ø160 sur une longueur de 1199,08 m sont retenus.

- Vitesse d'écoulement :

$$\text{Pour un diamètre de } \varnothing 250 \text{ mm} \Rightarrow V = \frac{4 * 0.01559}{3.14 * 0.1762^2} = 0.64 \text{ m/s.}$$

$$\text{Pour un diamètre de } \varnothing 315 \text{ mm} \Rightarrow V = \frac{4 * 0.01559}{3.14 * 0.2776^2} = 1 \text{ m/s.}$$

Tableau IV.9 : résultats des diamètres avantageux de la conduite secondaire de la variante N°2.

| N° du tronçon | point de départ | point d'arrivée | Débit (l/s) | L g (m) | Léq (m) | D mm | V m/s | ΔH (m) | Ct m | Cp (m) | Ps (m) |
|---------------|--------------------|--------------------|-------------|---------|---------|------|-------|----------------|------|--------|--------|
| 2-6 | Piquage 1 | Bâche de reprise | 6.82 | 41 | 45.10 | 110 | 0.93 | 0.9 | 21.6 | 80.54 | 58.94 |
| 3-7 | Piquage 2 | R. Derradji Redjem | 28.96 | 437.5 | 481.25 | 160 | 2.85 | 2.59 | 13.7 | 75.5 | 61.8 |
| | | | | | | 200 | 1.83 | | | | |
| 4-8 | R. Derradji Redjem | R.El Horaicha | 15.59 | 4580.22 | 5038.24 | 250 | 0.42 | 4 | 64 | 68.87 | 4.87 |
| | | | | | | 315 | 0.3 | | | | |

Tableau IV.10: Bilan général comparatif des variantes.

| N° des variantes | N° tronçon | Conduites | Diamètre (mm) | Type de conduite | Prix ML (DA) | Longueur (m) | Prix total (DA) | Billon (DA) |
|------------------|-------------|-----------------------|---------------|------------------|--------------|--------------|-----------------|-------------|
| VARIANTE 1 | 1-2 | conduites principales | 500 | FONTE | 8215 | 10134.30 | 83253274.5 | 138045357.7 |
| | 2-3 | | 450 | FONTE | 7014 | 1480.17 | 10381919.39 | |
| | 3-4 | | 400 | FONTE | 6580 | 449.90 | 2960342 | |
| | 4-5 | | 300 | FONTE | 5250 | 929.89 | 4881922.5 | |
| | 4-5 | | 350 | FONTE | 6000 | 5078.88 | 30473280 | |
| | 2-6 | conduites secondaires | 110 | PEHD | 644.02 | 45.10 | 29045.302 | |
| | 3-7 | | 160 | PEHD | 1343.93 | 481.25 | 646766.3125 | |
| | 4-8 | | 160 | PEHD | 1343.93 | 3319.71 | 4461457.86 | |
| | | | 125 | PEHD | 820.47 | 757.32 | 621358.3404 | |
| 6-9 | refoulement | 110 | PEHD | - | 2000 | 335991.45 | | |
| VARIANTE 2 | 1-2 | conduites principales | 500 | FONTE | 8215 | 10134.30 | 83253274.5 | 155531767.4 |
| | 2-3 | | 450 | FONTE | 7014 | 1480.17 | 10381919.39 | |
| | 3-5 | | 300 | FONTE | 5250 | 158.28 | 830970 | |
| | | | 350 | FONTE | 6000 | 6297.62 | 37785720 | |
| | 2-6 | conduites secondaires | 110 | PEHD | 644.02 | 45.1 | 29045.302 | |
| | 3-7 | | 160 | PEHD | 1343.93 | 60.36 | 81119.6148 | |
| | | | 200 | PEHD | 2102.6 | 420.86 | 884900.236 | |
| | 4-8 | | 250 | PEHD | 3264.24 | 2203.03 | 7191218.647 | |
| | | | 315 | PEHD | 5205.12 | 2835.21 | 14757608.28 | |
| 6-9 | refoulement | 110 | PEHD | - | 2000 | 335991.45 | | |

En conclusion la variante retenue dans ce projet est la variante N° 1.

Le tracé définitif est le suivant :

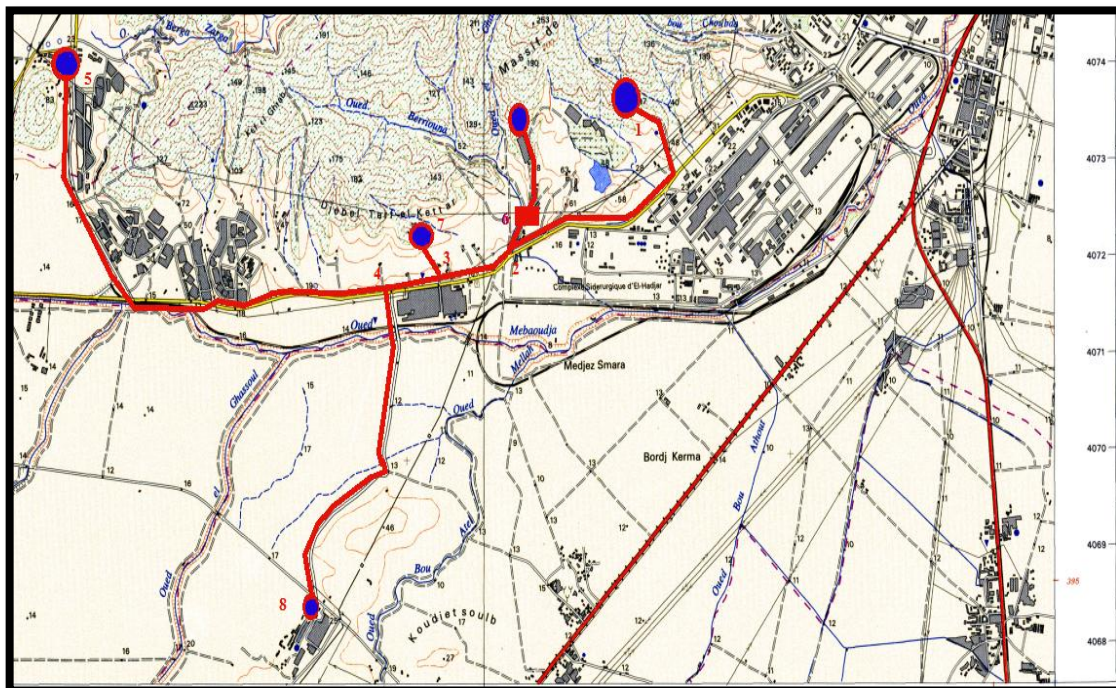


Figure IV.5: schémas représentatif de la variante N°1

CONCLUSION

L'étude technico-économique de l'adduction nous permet de récapituler les résultats suivants:

L'adduction principale sera une conduite gravitaire en Fonte Ductile de 18.47 km de longueur avec des diamètres variant de 500 mm sur une longueur de 10134.39 m, suivi d'un tronçon de 1480.17 m avec un diamètre de 450 mm, suivi d'un tronçon de 449.90 m avec un diamètre de 400 mm, suivi d'un tronçon de 5078.88 m avec un diamètre de 350 mm et enfin un diamètre de 300 mm sur une distance de 929.89 m.

L'adduction secondaire en PEHD sera composée d'une partie gravitaire de 4.6 km de longueur de différents diamètres (Voir Tableau IV.10), et d'une partie refoulement de 2 km de longueur avec un diamètre de 110 mm, desservie par une station de pompage. Les bonnes conditions hydrauliques ont été vérifiées (vitesse, pression, pertes de charge).

CHAPITRE V :

Etude de pompage

INTRODUCTION

Ce chapitre à pour but, de vérifier le fonctionnement de la station de pompage existante et de faire l'étude et le choix de la pompe adaptée à l'usage de notre projet et qui va nous permettre d'assurer le débit appelé et la hauteur manométrique totale (HMT).

V.1 Définition [7]

Les pompes sont des machines permettant l'élévation de l'eau d'un point bas vers un point haut ceci par la transformation de l'énergie électrique en énergie hydraulique.

Leur principe de fonctionnement est la mise en rotation du fluide a pomper dans une roue qui tourne a grand vitesse (600-3500tr/min).En sortie de roue le fluide est canalisé dans un diffuseur, puis ralenti dans une volute, la pression dynamique acquise au niveau de la roue (énergie cinétique) est transformée en pression statique (énergie de pression).

Il existe un très grand nombre de types de pompes centrifuges. On peut les classer de plusieurs manières en tenant compte, normalement :

Du nombre de roues, de la forme des aubes de la roue, de la direction de l'axe (horizontale, verticale, oblique), de la position de la pompe par rapport au niveau de l'aspiration et du type de liquide à pomper.

V.2 Couplage des pompes

On distingue deux types de couplage des pompes :

- Le couplage en série : ce type de couplage est utilisé en vue de l'augmentation de la hauteur d'élévation des pompes.
- Le couplage en parallèle : ce type de couplage est utilisé en vue de l'augmentation du débit refoulé par les pompes.

V.3 Choix du type de pompe

Les critères de choix du type de pompe sont :

- Assurer le débit appelé Q_{app} et la hauteur HMT.
- Meilleur rendement.
- Vérifier la condition de non cavitation.
- Encombrement et poids les plus faibles.
- Vitesse de rotation la plus élevée.
- Puissance absorbée minimale.

- être fabriquées en série.

Nous optons pour les pompes centrifuges multicellulaires à axe horizontal de marque CAPRARI.

V.4 Choix du nombre de pompes

Les critères de choix du nombre de pompes sont :

- Nombre de pompes « n » minimal ;
- Meilleur rendement ;
- Charge nette d'aspiration requise (NPSH)_r minimale ;
- Nombre d'étage minimal ;
- Puissance absorbée minimale ;
- Vitesse de rotation élevée.

V.4.1 Refoulement station de pompage de Bergouga – Réservoir de Bergouga

Les caractéristiques des pompes pour la ligne de refoulement de Bergouga sont données dans le tableau V.1 :

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

| Variante | n | Q appelé (m ³ /h) | HMT (m) | η (%) | Pabs (Kw) | (NPSH) _r (m) | Vitesse (tr/min) | Type de pompe | Nombre d'étage |
|----------|---|------------------------------------|------------|----------|--------------|----------------------------|---------------------|------------------|-------------------|
| 1 | 1 | 29.4 | 94.08 | 69.3 | 15 | 2.19 | 2900 | HMU40- 2/4C | 4 |
| 2 | 2 | 14.7 | 94.08 | 66.4 | 7.5 | 1.86 | 1450 | HMU50- 1/9A | 4 |
| 3 | 3 | 9.8 | 94.08 | 60.4 | 7.5 | 2.43 | 1450 | HMU40- 1/5E | 5 |

A partir du tableau (V.1), on déduit que la variante N°01 est la meilleure du point de vue rendement, puissance absorbée, nombre de pompes en parallèle et vitesse de rotation élevée.

Conclusion :

Nous optons pour une seule pompe avec une pompe de secours.

Ces deux (02) pompes sont identiques de type **HMU40-2 /4C CAPRARI**.

V.5 Courbes caractéristiques des pompes

Les courbes principales qui caractérisent une pompe centrifuge et qui expriment ses performances sont :

- La courbe débit - hauteur [H-Q],
- La courbe de la puissance absorbées pour différents débits [Pabs - Q],
- La courbe débit - rendement [η -Q],
- La courbe des (NPSH)r pour différents débit [(NPSH)r - Q].

Sont retirées à partir de logiciel CAPRARI et sont représentées dans la figure (V.1)

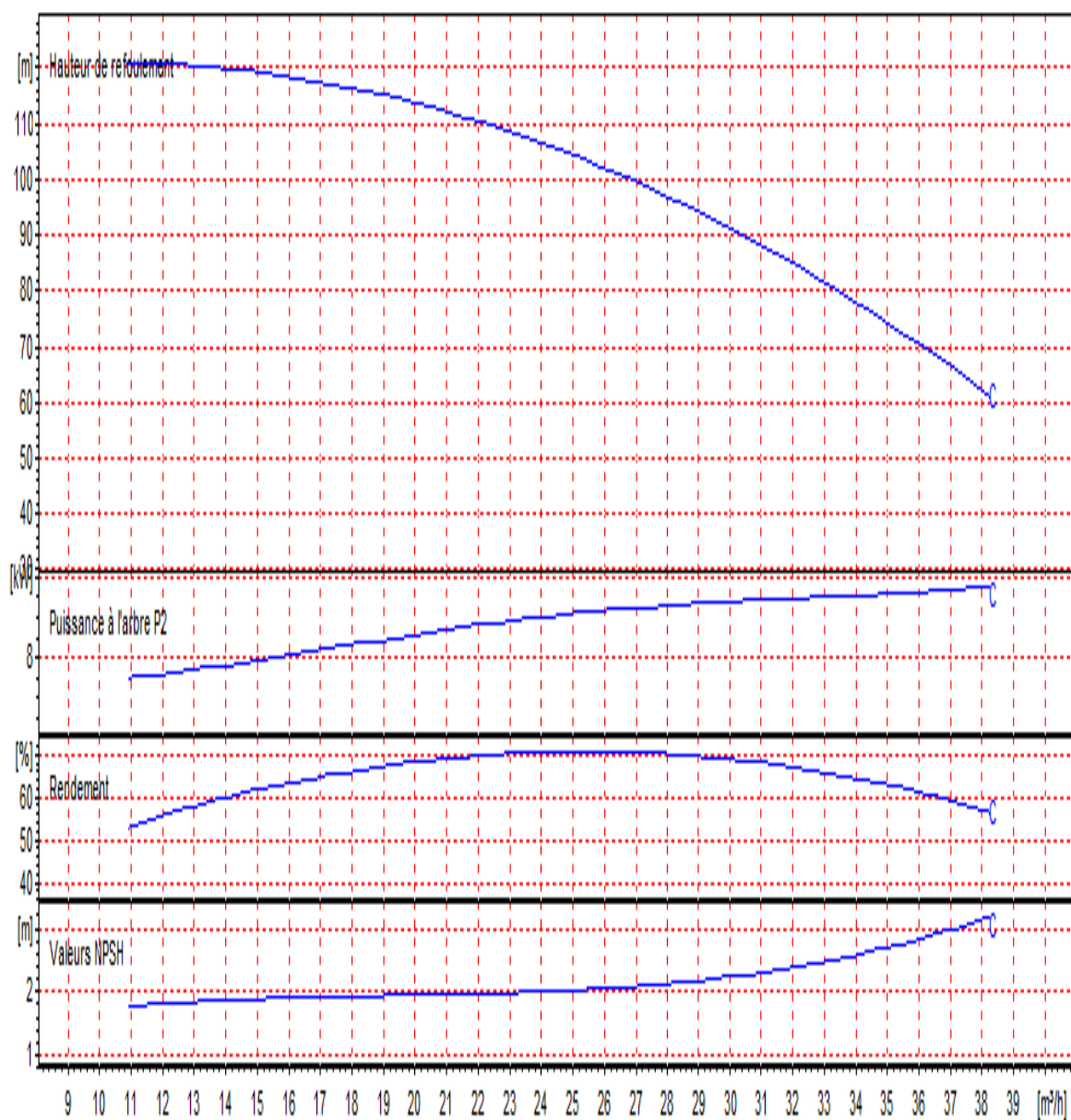


Figure V.1 : Les courbes caractéristiques de la pompe (SP) de type HMU40-2 /4

V.6 Point de fonctionnement d'une pompe

Pour notre cas la détermination du point de fonctionnement nous donne toutes les informations nécessaires pour la bonne installation.

V.6.1 Courbe caractéristique de la conduite

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

$$H_c = H_g + \Delta h_t \quad (\text{V.1})$$

$$\Delta h_t = 1,1 * \Delta h_p^{lin} \quad (\text{V.2})$$

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

$$\Delta h_p^{lin} = \frac{8 * \lambda * L_{ref} * Q^2}{\pi^2 * g * D_{ec}^5} \quad (\text{V.3})$$

V.6.1.1 Refoulement SP - Réservoir de Bergouga

Tableau V.2: Courbe caractéristique de la conduite de refoulement

| N° | Q (m ³ /h) | H _g (m) | L _{ref} (m) | D _{ec} (mm) | λ | Δh _p ^{lin} (m) | Δh _t (m) | H _c (m) |
|----|--------------------------|-----------------------|-------------------------|-------------------------|-------|---------------------------------------|------------------------|-----------------------|
| 1 | 0 | 76.52 | 2000 | 110 | 0.012 | 0 | 0 | 76.52 |
| 2 | 5 | 76.52 | 2000 | 110 | 0.012 | 0.46 | 0.51 | 77.03 |
| 3 | 10 | 76.52 | 2000 | 110 | 0.012 | 1.84 | 2.03 | 78.55 |
| 4 | 15 | 76.52 | 2000 | 110 | 0.012 | 4.15 | 4.56 | 81.08 |
| 5 | 20 | 76.52 | 2000 | 110 | 0.012 | 7.38 | 8.11 | 84.63 |
| 6 | 25 | 76.52 | 2000 | 110 | 0.012 | 11.53 | 12.68 | 89.20 |
| 7 | 30 | 76.52 | 2000 | 110 | 0.012 | 16.60 | 18.26 | 94.78 |
| 8 | 35 | 76.52 | 2000 | 110 | 0.012 | 22.59 | 24.85 | 101.37 |
| 9 | 40 | 76.52 | 2000 | 110 | 0.012 | 29.51 | 32.46 | 108.98 |
| 10 | 45 | 76.52 | 2000 | 110 | 0.012 | 37.34 | 41.08 | 117.60 |
| 11 | 50 | 76.52 | 2000 | 110 | 0.012 | 46.10 | 50.71 | 127.23 |
| 12 | 55 | 76.52 | 2000 | 110 | 0.012 | 55.78 | 61.36 | 137.88 |

La courbe caractéristique de la conduite de refoulement et le point de fonctionnement de la pompe sont indiqués sur la figure (V.2).

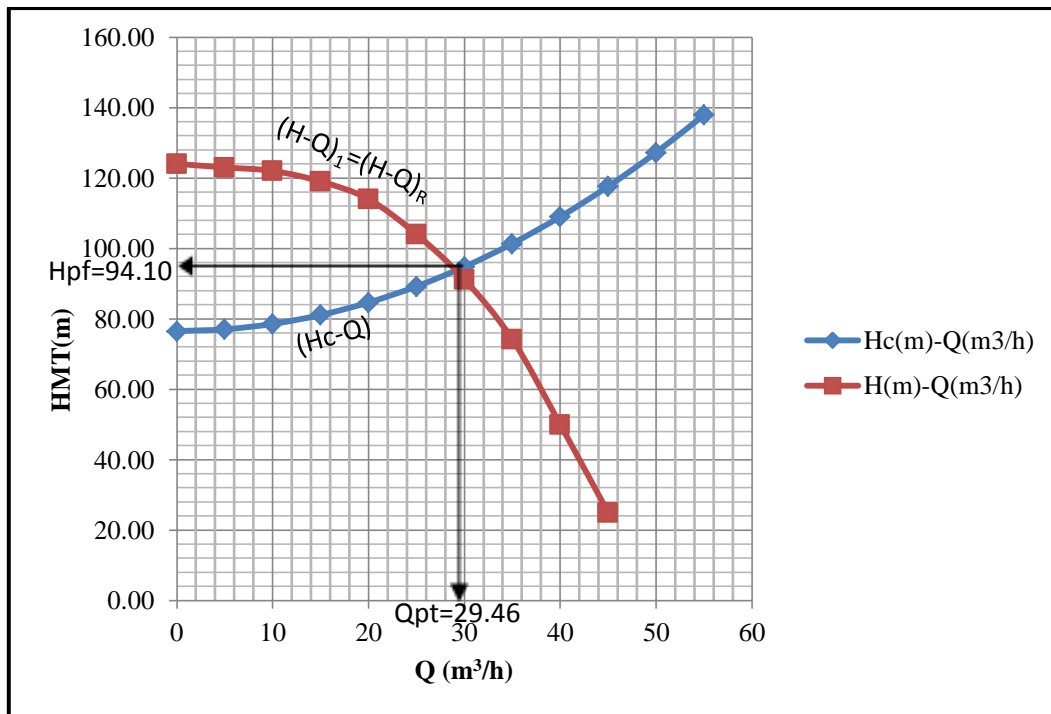


Figure V.2: Point de fonctionnement de la pompe (SP)

Le débit et la hauteur manométrique totale au point de fonctionnement (Pf) sont :

$$\begin{cases} Q_{Pf} = 29.46 \text{ m}^3 / \text{h} \approx Q_{app} = 29.45 \text{ m}^3 / \text{h} \\ H_{Pf} = 94.10 \text{ m} \approx H_{app} = 94.08 \text{ m} \end{cases}$$

Conclusion

Le débit appelé et la hauteur manométrique correspondants au point de fonctionnement sont obtenus.

V.7 Modes de réglage [4]

Selon le débit demandé ou appelé, soit plus petit ou plus grand que celui qui est disponible, on distingue les modes de réglage suivants :

A-Débit disponible > Débit appelé

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

1. **Réglage qualitatif** : c'est la réduction de la vitesse de rotation de la pompe.
2. **Réglage quantitatif** : appelé aussi vannage, c'est la fermeture partielle du robinet vanne de refoulement.

Le rendement de l'installation après vannage est :

$$\eta_{inst\ ap, van} = \eta_{inst\ av, van} * \frac{H_{avant, vannage}}{H_{après, vannage}} \quad (V.4)$$

Avec :

$$H_{après, vannage} = h_v + H_{avant, vannage} \quad (V.5)$$

$$h_v = H'_c - H_{avant, vannage} \quad (V.6)$$

3. Augmentation des pertes de charge dans les conduites de refoulement : en augmentant les singularités (des diffuseurs ou bien des rétrécissements brusques, les coudes..).

4. Diminution de temps de pompage : dans le cas où le pompage s'effectuerait dans un réservoir.

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

$$t' = \frac{Q_{app}}{Q_{pf}} * t \quad (V.7)$$

5. Changement du type de la pompe : si cela est possible.

6. Rognage : C'est la diminution du diamètre extérieur de la roue, en gardant la même vitesse de rotation, et la même distance entre les deux flasques. Cette méthode est déconseillée pour les pompes multicellulaires.

6.1 Détermination du rendement de rognage

Le taux de rognage dépend de la vitesse spécifique :

$N_s=60-120 \quad r = (15-20)\%$

$N_s=120-200 \quad r = (10-15)\% \quad \text{Avec la vitesse spécifique} \quad N_s = n \frac{\sqrt{Q}}{H^{\frac{3}{4}}} \quad (V.8)$

$N_s=200-300 \quad r = (5-10)\%$

Pour calculer le nouveau diamètre on utilise les lois de similitude :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{Q_{PF}}{Q_{app}} = \lambda^2 \dots\dots\dots (1) \\ \frac{H}{H_{app}} = \lambda^2 \dots\dots\dots (2) \end{array} \right.$$

De (1) et (2) on aura :
$$H = \frac{H_{app}}{Q_{app}} * Q_{PF}$$

C'est une équation d'une droite de la forme : $H = a.Q_{PF}$

En outre

$$\frac{Q_{PF}}{Q_{app}} = \left[\frac{D}{d} \right]^2 \Rightarrow \frac{D}{d} = \sqrt{\frac{Q_{app}}{Q_{PF}}} \Rightarrow D = d \cdot \sqrt{\frac{Q_{app}}{Q_{PF}}} \quad (\text{V.9})$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Avec } \left[\frac{d}{D} \right]^2 = \frac{1}{m^2} \\ R \% = (1 - m').100 \end{array} \right.$$

B- Débit disponible < Débit appelé

Dans le cas où le débit fourni par la pompe est inférieur au débit demandé, les techniques qui nous permettent le réglage du débit sont les suivantes :

1. **Qualitatif** : augmentation de la vitesse de rotation de la pompe.
2. **Changement de type de pompe.**
3. **Couplage des pompes.**

En définitif, les différents modes de réglage sont étudiés afin d'opter pour le mode occasionnant la chute de rendement la plus faible et la puissance absorbée la plus faible. Cependant, dans notre cas, aucun réglage n'est à faire, puisque le débit et la HMT coïncident avec ceux du point de fonctionnement.

V.8 Choix du moteur électrique

V.8.1 Critères 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 fonction de la puissance du moteur et de l'investissement.

On choisit les moteurs adéquats à partir de logiciel du constructeur (CAPRARI) et cela en fonction de la puissance fournie par ce dernier et le type de la pompe.

Comme on peut choisir les moteurs adéquats à partir du catalogue du constructeur "Leroy et Somer" et cela en fonction de la puissance fournie par ce dernier et de sa vitesse de rotation.

V.8.1.1 Choix de la puissance du moteur

La puissance qui devra être fournie par le moteur est calculée par la formule suivante :

$$P_{abs} = \frac{\varpi \cdot Q \cdot H_m \cdot K}{\eta_p \cdot \eta_{tr} \cdot \eta_m}$$

η_m : Rendement du moteur (0,92 – 0,95) ;

η_p : Rendement de la pompe (0,702) ;

K : Coefficient de correction, il est déterminé en fonction de la puissance du moteur, les valeurs du coefficient K sont données dans le tableau V.3:

Tableau V.3: Variation du coefficient K en fonction de la puissance P

| | | | | | | |
|--------|-----|-------|---------|---------|----------|------|
| P (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 |

V.8.1.2 Vitesse de rotation du moteur :

La vitesse de rotation du moteur est donnée comme suit :

$$N_m = N_p \pm 200 \text{ tr/mn}$$

V.8.2 Refoulement : SP – Réservoir de Bergougua.

Caractéristiques du moteur

Fréquence : 50Hz

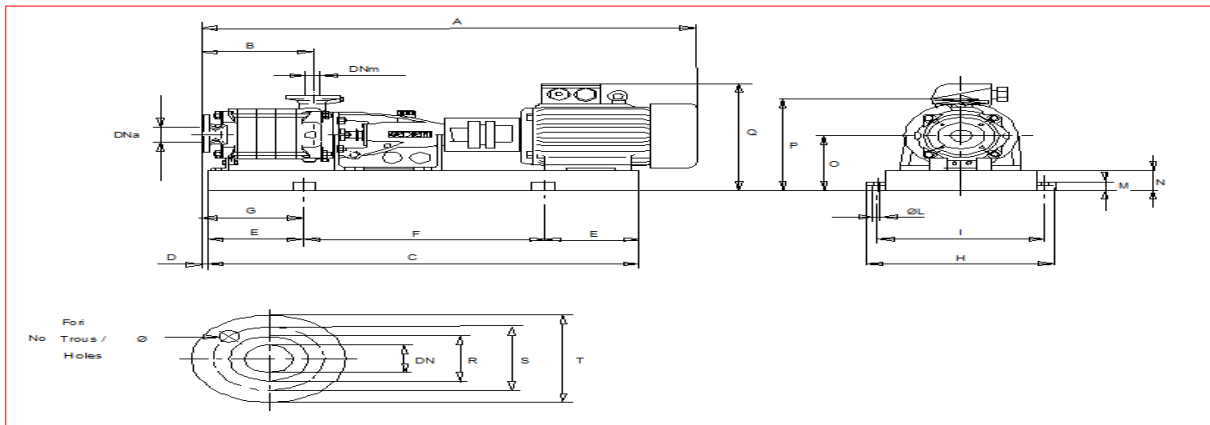
Nombre de pôles : 2

Type de moteur : 3~

Tension : 400V

Vitesse nominale : 2950tr/mn

Puissance nominal : 15Kw



| | | | |
|----------|----------|---------|----------------------|
| A=1309mm | F=560 mm | M=38 mm | D _N =87mm |
| B=300 mm | G=494mm | N=80mm | S=110mm |
| C=860 mm | H=430mm | O=240mm | T=150mm |
| D=344mm | I=390mm | P=415mm | |
| E=150mm | L=16mm | Q=490mm | |

Figure V.3 : Schéma descriptif pompe et moteur (Logiciel Caprari)

V.9 Équipements hydrauliques en amont et en aval de la pompe :

V.9.1 Équipements en amont de la pompe

- conduite d'aspiration :

Sur la conduite d'aspiration, on évitera toute formation de poches d'air, d'où les parties horizontales comporteront une légère pente 5% montant en direction de la pompe, ceci permet l'évacuation permanente des bulles d'air, et toute contre pente est à proscrire.

- joints :

La conduite d'aspiration est en dépression, alors une attention particulière sera donnée aux joints afin de supprimer toutes possibilités d'entrée l'air, dans ce cas on préférera les souder aux joints à emboîtement et aux joints à manchon filetés, pour un raccordement sur les appareils ; clapet, vanne, pompe, on utilisera les joints à brides.

- Joint de démontage :

Comme son nom l'indique, ce joint est nécessaire lors du montage et du démontage de la pompe.

- Convergent d'aspiration :

La conduite d'aspiration est raccordée à la pompe par un convergent ce qui permet d'avoir une accélération progressive de l'écoulement, favorisant la bonne répartition des vitesses, dans le but d'éviter toute formation de poche d'air, on place horizontalement la génératrice supérieur de notre convergent.

- Vanne papillon :

Elle sert à isoler la pompe et empêcher l'écoulement dans ce tronçon lors des travaux d'entretien, ou si le débit est faible.

- Les ventouses :

Elles ont pour but d'évacuer l'air que contient la conduite, et lutter contre la surpression lors de l'écoulement transitoire (coup de bélier)

V.9.2 Équipements en aval de la pompe

- divergent :

À la sortie de la pompe, il est évident que la vitesse de l'eau est très grande dans les conduites de refoulement, il est nécessaire de ralentir cette vitesse pour la maintenir dans une plage admissible

- clapet de non retour :

À la sortie de la pompe, il pourra être placé un clapet dont le rôle sera d'empêcher l'inversion du débit d'eau lors de l'arrêt de la pompe, ils sont installés sur la conduite horizontale.

➤ Joint de démontage :

Comme son nom l'indique, ce joint est nécessaire lors de montage et le démontage de la pompe.

➤ Vanne de régulation :

Elle est munie de capteurs qui suivent leurs indications le pourcentage d'ouverture de la vanne est régulé

➤ Vanne papillon :

Elle sert à isoler la pompe et empêcher l'écoulement dans ce tronçon lors des travaux d'entretien, ou si le débit est faible.

➤ Collecteur de refoulement :

Il sert à véhiculer l'eau vers les points de refoulement, le diamètre de collecteur est déterminé après des études technico-économique. Aussi la pente de la conduite de refoulement à partir de la station de pompage doit être $<1\%$

➤ Le by-pass :

Un by-pass est placé entre l'aspiration et le refoulement de la pompe, il est muni d'un clapet fermé lorsque la pompe fonctionne normalement, au moment d'un arrêt brusque de la pompe, la dépression dans la conduite provoque l'ouverture du clapet et se trouve aussi limitée à la pression H_a existant à l'aspiration. Le clapet interdit par contre le retour d'eau.

➤ Soupape de décharge :

Cet équipement est destiné à limiter la surpression, on le trouve installé avec le clapet.

V.9.3 Dimensionnement des équipements des pompes :

- **Choix du nombre de collecteurs d'aspiration et leur dimensionnement :**

Le nombre des collecteurs d'aspirations = nombre des pompes

I_{asp} = pente de collecteur d'aspirations voisinage 5%

La conduite d'aspiration doit être placée sur une butée

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

$$D_a = (1,2-1,5) d_a$$

d_a : diamètre de la tubulure d'aspiration ; d'après logiciel (CAPRARI) égale à 87 mm ;

$D_a = 1,4 * 87 = 121,8 \text{ mm}$. Le diamètre normalisé est égale à 125mm.

- $d = 0,3 \text{ m}$ pour $Da \leq 500 \text{ mm}$.
- $d = 1 \text{ m}$ pour $Da > 500 \text{ mm}$.

L_c : longueur de convergent = $(3.5 \div 4) (Da - da)$

Donc : les valeurs primaire seront :

$$Da = 125 \text{ mm} \quad d = 0,3 \text{ m} \quad da = 125/1,44 = 87 \text{ mm} \quad L_c = 4*(0,125 - 0,09) = 0,152 \text{ m}.$$

- **Vérification de la vitesse :**

La vitesse de l'écoulement dans les conduites doit être vérifiée par les fourchettes suivantes :

- $V_a = (0,7 - 1) \text{ m/s}$ pour $Da \leq 250 \text{ mm}$
- $V_a = (1 - 1,5) \text{ m/s}$ pour $250 \leq Da \leq 800 \text{ mm}$
- $V_a = (1,5 - 1,8) \text{ m/s}$ pour $Da > 800 \text{ mm}$

$$V_{asp} = \frac{Q}{S} = \frac{4Q}{\pi D^2} = \frac{4 \cdot 0,00818}{\pi \cdot 0,1102^2} = 0,85 \text{ m/s}$$

En effet on trouve que $V_{asp} = 0,85 \text{ m/s}$ donc le diamètre 125 mm pour le collecteur d'aspiration est adopté

V .10 Etude de la cavitation [4]

La cavitation est la perturbation du courant liquide juste à l'entrée de la pompe en fonctionnement, due à des bulles ou poches de vapeur dans la masse liquide en écoulement est génératrice de chocs très violents (bruit de bétonnière) et d'abrasion mécaniques rapides et spectaculaires pouvant détruire très rapidement les organes de la pompe (roue et diffuseur) cela se produit à une température constante, la pression absolue est inférieure ou égale à la tension de vapeur d'eau.

la condition suivante doit être vérifiée : $(NPSH)_r < (NPSH)_d$

$$(NPSH)_d = (NPSH)_r + r \quad \text{(V.10)}$$

r : marge de sécurité, $r = (0,1 - 0,5) \text{ m}$.

On prend : $r = 0,3 \text{ m}$.

Pour une pompe donnée fonctionnant à une vitesse déterminée, il existe une hauteur limite d'aspiration en deçà de laquelle il convient toujours de se tenir.

Dans notre cas, l'installation est en aspiration au niveau de la station de pompage, alors la hauteur d'aspiration admissible est régie par la relation suivante :

$$(NPSH)_d = \frac{P_{at}}{\varpi} - \frac{P_v}{\varpi} - (+ha^{ad} + \sum hp_{asp} + \frac{V_{asp}^2}{2g}) = (NPSH)_r + r$$

$$h_{adm}^{asp} = \frac{P_{at}}{\varpi} - (NPSH)_r - r - \frac{P_v}{\varpi} - \sum h_t^{asp} - \frac{V_{asp}^2}{2g}$$

$(NPSH)_r$: Déterminé graphiquement d'après la figure V.1 est égal à 18 m ;

$\frac{P_{atm}}{\varpi}$: Dépend de l'altitude d'implantation de la station de pompage (Voir Tableau. V.4) ;

$\frac{P_v}{\varpi}$: dépend de la température du liquide pompé (Voir Tableau. V.5).

Tableau V.4: Pression atmosphérique en fonction de la côte.

| | | | | | | | |
|------------------------------|-------|-------|------|-------|-----|------|------|
| H (m) | - 50 | 0 | 100 | 300 | 500 | 1500 | 2000 |
| $\frac{P_{atm}}{\varpi}$ (m) | 10.86 | 10.33 | 10.2 | 10.06 | 9.7 | 8.6 | 8.4 |

Tableau V.5 : Pression de vapeur en fonction de la température.

| | | | | | | | | |
|--------------------------|------|------|------|------|------|------|------|-------|
| T (°C) | 5 | 10 | 20 | 30 | 40 | 50 | 80 | 100 |
| $\frac{P_v}{\varpi}$ (m) | 0.09 | 0.12 | 0.24 | 0.43 | 0.75 | 1.25 | 4.82 | 10.33 |

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

- Δh_{asp} : Perte de charge totale du coté aspiration $\Delta h_{asp} = (1,10 - 1,15) * \Delta h_{asp}^{lin}$ (V.11)

- Δh_{asp}^{lin} Sera estimée par : $\sum h_{asp} = \frac{8 \times \lambda \times L \times Q^2}{\Pi^2 \times g \times D^5}$ (V.12)

- V_{asp} : vitesse d'écoulement dans la conduite d'aspiration (m/s), $V_{asp} = \frac{4 \cdot Q}{\pi \cdot D_a^2}$

D'où on tire les valeurs requises :

- La charge nette d'aspiration requise : $(NPSH)_r = 2,19$ m ;
- Côte de la station de pompage = 23.04m NGA .La pression atmosphérique: $\frac{P_{atm}}{\varpi} = 10,30$ m ;
- La tension de vapeur d'eau à une température T=20 °C : $T_v = 0,24$ m.c.e ;
 - La perte de charge linéaire à l'aspiration sachant que

$$\sum h_{asp} = \frac{8 \times \lambda \times L \times Q^2}{\Pi^2 \times g \times D^5} = \frac{8 \times 0,037 \times 41 \times 0,00818^2}{3,14^2 \times 9,81 \times 0,1102^2} = 0,52 \text{ m.}$$

La perte de charge totale à l'aspiration : $\Delta h_{asp} = 1,1 * 0,52 \Rightarrow \Delta h_{asp} = 0,57m$

La hauteur d'aspiration admissible: $h_{adm}^{asp} = 10,30 - 2,19 - 0,3 - 0,24 - 0,57 - \frac{0,85^2}{2 * 9,81} = 6,96m$

V.11 Calage de la pompe

Le calage de la pompe est de déterminer la cote exacte de l'axe de la pompe par rapport au niveau du plan d'eau d'aspiration pour qu'elle fonctionne sans le moindre risque de cavitation.

Pour les installations en aspiration : $\nabla_{axe} = \nabla_{min} + h_{asp}^{adm} - r$ (V.13)

- $\nabla_{min} = 23,54$ m;

- $r = (0,3 - 0,5)$ m. On prend : $r = 0,3$ m.

$$\nabla_{axe} = 23,54 + 6,96 - 0,3 = 30,2 \text{ m.}$$

Voir la fiche technique de la station de Pompage Annexe V.

CONCLUSION

On a opté pour des pompes centrifuge multicellulaires à axe horizontale type CAPRARI pour la station de pompage .Ces pompes seront entraînées par des moteurs électriques asynchrones triphasés de même marque, afin d'assurer leurs bon fonctionnement tout en tenant compte de l'effet de la cavitation. Nous sommes donc contraints de faire le calage et la bonne disposition des pompes.

CHAPITRE VI :

Protection anti bélier

Introduction

Le coup de bélier, dont la brutalité est susceptible d'entraîner des ruptures de tuyaux, peut atteindre des valeurs très élevées pouvant être égales à plusieurs fois la pression de service sur les réseaux à basse pression.

Il est donc de toute première importance d'étudier des moyens propres à limiter ses effets puisqu' il en résultera une économie dans la construction des tuyaux, lesquels sont calculés, notamment pour résister à une pression intérieure donnée.

VI.1 Protection des conduites contre le coup de bélier [1], [5]

Définition

Le coup de bélier est une onde de pression, positive ou négative, provoquée par une variation du régime hydraulique, se propageant dans le milieu constitué par l'eau et par la conduite qui la contient. Cette onde est caractérisée par une vitesse de propagation ou célérité, Elle se réfléchit sur les obstacles et en particulier sur les extrémités de la conduite.

VI.1.1 Les causes du coup de bélier

Le coup de bélier est un phénomène oscillatoire dont les causes sont les suivantes :

- L'ouverture ou la fermeture des vannes dans les conduites en charge à écoulement gravitaire.
- La mise en marche ou l'arrêt des pompes dans les conduites en charge par refoulement.
- Le remplissage ou la vidange d'un système d'AEP.
- Modification de la vitesse d'une pompe.
- Variation d'un plan d'eau.
- Les coupures de l'alimentation électrique dans une station de pompage sont la cause la plus répandue du coup de bélier.

VI.1.2 Les conséquences du coup de bélier

Les conséquences du coup de bélier peuvent être néfastes, elles deviennent de plus en plus dangereuses à mesure que les paramètres modificateurs deviennent importants (variation de pressions et de débits dans le temps).

Ces phénomènes se produisant dans une conduite en charge, peuvent provoquer des risques à la suite d'une dépression ou d'une surpression engendrée par les manœuvres brusques.

a) La surpression

C'est une conséquence du coup de bélier engendrée par une pression importante se produisant à la suite d'une fermeture instantanée ou rapide d'une vanne de sectionnement ou bien à la suite d'une dépression causée par l'arrêt brusque d'une pompe. La pression totale c'est-à-dire la pression en régime permanent majorée de la valeur de surpression due au coup de bélier dépasse la pression maximale admissible des tuyaux il y a risques de rupture de ces derniers et déboîtement des joints (les anneaux d'étanchéité seront délogés).

b) La dépression

C'est une conséquence du coup de bélier engendrée par l'apparition d'une pression relative négative, à la suite d'un arrêt brusque d'une pompe ou d'une ouverture instantanée d'une vanne de sectionnement. Si cette pression devient inférieure à 10m.c.e, il se produira une poche de cavitation. Si le profil en long de la canalisation est déformable la canalisation peut être aplatie par implosion et les joints aspirés. Le phénomène de cavitation, une fois apparu, peut provoquer la détérioration de la couche d'enduit intérieur du tuyau.

c) Fatigue de la canalisation

En régime transitoire les alternances des surpressions et dépressions qui sont une conséquence inévitable du phénomène provoquent la fatigue du matériau de la canalisation même si leur amplitude est faible.

VI.1.3 Description des phénomènes physiques

Lors de l'arrêt brusque ou instantané de la pompe quatre phases peuvent être envisagées :

Phase 01: Une onde de dépression prend naissance au départ de la pompe et se propage jusqu'au réservoir à une vitesse ou célérité désignée par C.

Si la distance entre la pompe et le réservoir est : L le temps mis par cette onde pour atteindre le réservoir est $\frac{L}{C}$. Au bout de ce temps la conduite est en dépression sur toute la longueur.

Phase 02 : Par suite de son élasticité la conduite reprend son diamètre primitif et cela de proche en proche. L'eau revient alors dans la conduite et au bout d'un nouveau temps $\frac{L}{C}$ c'est-

à-dire à $\frac{2L}{C}$ depuis l'origine du phénomène toute l'eau est redescendue mais va se trouver arrêtée par le clapet de la pompe qui entre temps s'est fermé.

Phase 03 : En raison de cet arrêt la première tranche en contact avec le clapet va se trouver comprimée entraînant une dilatation de la conduite .Au bout d'un nouveau temps $\frac{L}{C}$ c'est-à-dire à $\frac{3L}{C}$ depuis l'origine toute la conduite sera dilatée avec une eau sur pressée 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 $\frac{L}{C}$ c'est-à-dire à $\frac{4L}{C}$ 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 $\frac{4L}{c}$

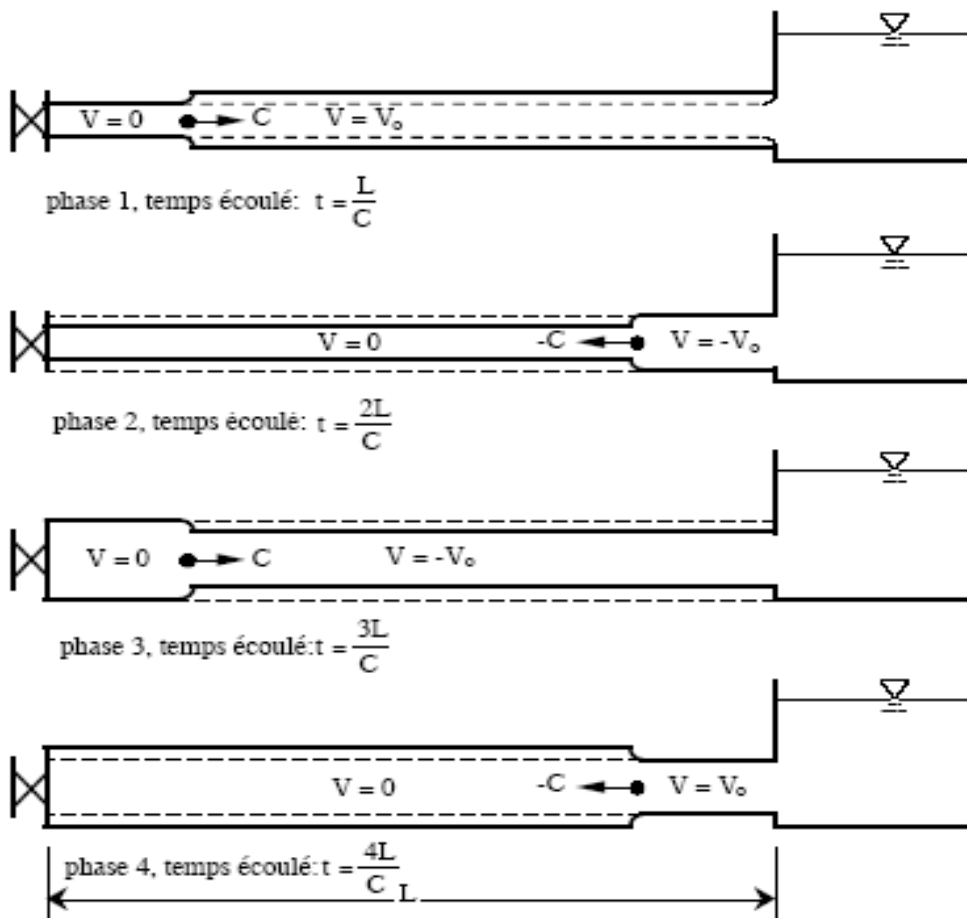


Figure VI.1 : Étapes d'un cycle de variation de pression.

VI.1.4 Protection de la conduite de refoulement contre le coup de béliér

Il existe différents moyens de protection des installations contre le coup de béliér :

a) Réservoirs d'air : L'alimentation continue de la veine liquide après disjonction du groupe peut être effectuée à l'aide d'une réserve d'eau accumulée sous pression dans une capacité métallique disposée à la station immédiatement à l'aval du clapet. Cette capacité contient de l'eau et de l'air.

Ce dispositif est le plus simple et protégera les installations aussi bien contre les surpressions que contre les dépressions.

b) Cheminée d'équilibre : A la place d'un réservoir d'air sous pression, il peut être établi, à la station de pompage, un réservoir à l'air libre appelé cheminée d'équilibre. Cette cheminée jouera le même rôle que ce premier mais, dans le cas de hauteur de refoulement même moyenne, on arrive rapidement à des ouvrages d'art de hauteurs importantes.

c) Soupape de décharge : C'est appareils fait intervenir un organe mécanique, un ressort à boudin ordinaire, qui par sa compression obture en exploitation normale, un orifice placé sur la conduite au point à protéger, c'est-à-dire où la surpression à craindre est maximale et libre, le cas échéant, le débit de retour de conduite correspondant à la valeur de la surpression admissible. Il y a lieu de prévoir l'évacuation vers l'extérieur de l'eau ainsi libérée.

d) Volant d'inertie : calé sur l'arbre du groupe, il constitue un moyen assurant l'alimentation de la veine liquide, malgré l'arrêt du moteur actionnant la pompe grâce à l'énergie qu'il accumule pendant la marche normale. Le volant la restitue au moment de la disjonction et permet ainsi d'allonger le temps d'arrêt de l'ensemble, donc de diminuer l'intensité du coup de béliér. Au démarrage, le groupe électropompe avec le volant d'inertie consomment plus d'énergie.

Pour notre adduction on propose comme moyen de protection, le réservoir d'air.

Car

- Il intervient dans la protection contre la surpression et la dépression ;
- Il est simple à installer
- Il est utilisé pour les moyennes et grandes hauteurs de refoulement ;
- Il a un bon fonctionnement ;
- Il a une bonne sécurité.

VI.2 Calcul du réservoir anti bélier

Le calcul du réservoir anti bélier permet de déterminer les valeurs de la surpression et de la dépression maximales dans les conduites de refoulement et le volume du réservoir d'air.

Comme méthode de calcul, on distingue :

a) Méthode de VIBERT

La méthode de VIBERT donne de bons résultats pour les petites installations et risque de donner des volumes de réservoirs d'air, important dans le cas de grandes installations.

b) Méthode de BERGERON

La méthode de BERGERON est la plus répandue, elle donne de bons résultats que ça soit pour les petites ou pour les grandes installations.

Tableau VI.1 : Comparaison entre les deux méthodes.

| Méthode de BERGERON | Méthode de VIBERT |
|---|--|
| - Tient compte les pertes de charges | - Néglige la perte de charge |
| - Tient compte les conditions aux limites | - Néglige les conditions aux limites |
| - Cas réel | - savoir la valeur maximale de coup de bélier |
| - Même hypothèses | - Utiliser dans les petites installations |
| - Bon résultats pour les petites et les grandes installations | - Même hypothèses |
| | - Bon résultats pour les petites installations |

Hypothèses

- D, e : constants
- ρ : constants (liquide incompressible ou peu compressible)
- Niveau dans le réservoir supposé invariable.

VI.3 Dimensionnement du réservoir anti bélier cas conduite de refoulement

La célérité de l'onde élastique C est fonction du fluide écoulé (l'eau) et des caractéristiques de la conduite (diamètre et épaisseur) et du sol.

Dans le cas d'une conduite indéformable, (C) correspond à la vitesse de propagation du son dans l'eau (~ 1400 m/s). Mais lorsque l'on prend en compte la déformation de la conduite, cette vitesse de propagation diminue

Elle est donnée par la formule publiée par B.SALAH qui tient compte de l'effet du sol sur la conduite.

$$C = \frac{\sqrt{\frac{K}{\rho}}}{\sqrt{1 + \frac{K \cdot 2 \cdot a \cdot (1 - \nu_m^2) \cdot (1 - \nu_s)}{(1 - \nu_m^2) \cdot a \cdot E_s + E_m \cdot e_m \cdot (1 - \nu_s)}}} \quad (\text{VI.1})$$

Avec :

$$k = 2,07 \cdot 10^9 \text{ pascal}$$

$$\rho = 1000 \text{ kg / m}^3$$

$$\nu_m = 0,46 \text{ (PEHD) [9]}$$

$$\nu_s = 0,33$$

$$E_m : \text{ pour le PEHD (0,5-1,2) GPascal [9] On prend } E_m = 1 \cdot 10^9 \text{ Pascal}$$

$$E_s = 2 \cdot 10^8 \text{ Pascal}$$

1. La charge tenant compte du coup de bélier:

$$Z = Hg + \frac{C \cdot V_0}{g} \quad (\text{VI.2})$$

2. La charge statique absolue:

$$Z_0 = Hg + 10$$

3. La charge maximale absolue:

$$Z_{\max} = Z_0 + \frac{C \cdot V_0}{g}$$

Avec :

$$\left. \begin{array}{l} \frac{Z_{\max}}{Z_0} \\ h_0 = \frac{V_0^2}{2 \cdot g} \Rightarrow \frac{h_0}{Z_0} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Abaque de VIBERT} \Rightarrow \frac{U_0}{LSc} \frac{Z_{\min}}{Z_0} \quad \text{voir (annexe VI)}$$

$$U_0 \cdot Z_0 = U_{\max} \cdot Z_{\min} \Rightarrow U_{\max} = \frac{U_0}{\frac{Z_{\min}}{Z_0}} \quad (\text{VI.3})$$

En tenant compte de la sécurité en ajoutant 100 Litres à U_{max}

Les caractéristiques de l'adduction de refoulement sont représentées dans le tableau VI.2:

Tableau VI.2: Les caractéristiques de tronçon de l'adduction de refoulement.

| N° de station | Type de matériau | D (mm) | Sc (m ²) | V (m/s) | L (m) | Hg (m) |
|---------------|------------------|--------|----------------------|---------|-------|--------|
| SP | PEHD | 110 | 0,0095 | 1,11 | 2000 | 76,52 |

VI.3.1. Calcul de la célérité d'onde C

Les résultats trouvés pour le calcul de la célérité d'onde C sont regroupés dans le tableau VI.3:

Tableau VI.3: Calcul de célérité d'onde de tronçon de l'adduction de refoulement.

| N° de station | K (Pa) (x 10 ⁹) | ρ (Kg/m ³) | a (m) | ν _m | ν _s | E _s (Pa) (x 10 ⁸) | E _m (Pa) (x 10 ⁹) | e _m (m) | C (m/s) |
|---------------|-----------------------------|------------------------|--------|----------------|----------------|--|--|--------------------|---------|
| SP | 2,07 | 1000 | 0,0484 | 0,46 | 0,33 | 2 | 1 | 0,0066 | 460,04 |

VI.3.2. Calcul des capacités des différents réservoirs d'air

Tableau VI.4: Calcul de volume du réservoir d'air de l'adduction de refoulement.

| N° de station | Z ₀ (m) | Z _{max} (m) | V ₀ (m/s) | g (m/s ²) | h ₀ (m) | h ₀ /Z ₀ (x10 ⁻⁴) | U ₀ /L*S (x10 ⁻³) | Z _{min} /Z ₀ | Z _{min} (m) | U ₀ (m ³) | U _{max} (m ³) |
|---------------|--------------------|----------------------|----------------------|-----------------------|--------------------|---|--|----------------------------------|----------------------|----------------------------------|------------------------------------|
| SP1 | 86,52 | 138,57 | 1,11 | 9,81 | 0,0628 | 7,26 | 8 | 0,67 | 57,97 | 0,152 | 0,327 |

Un réservoir anti béliér est placé après la pompe (Voir Figure VI.2) avec un volume total de 500 L

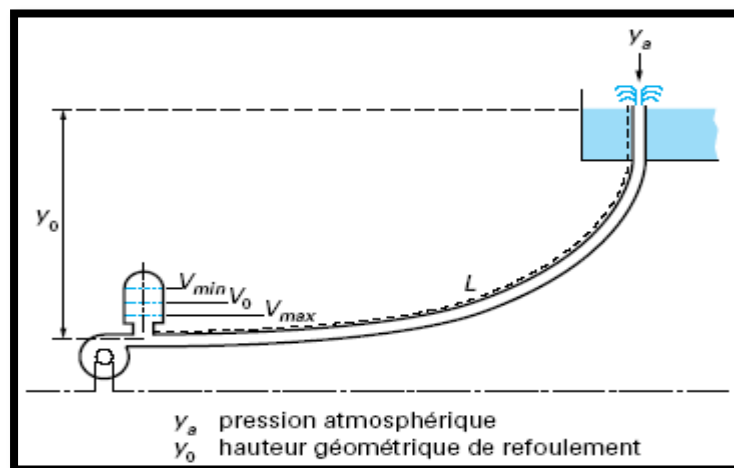


Figure VI.2 : Emplacement d'un réservoir anti-béliér.

VI.4 Protection de la conduite gravitaire contre le coup de béliér

Les conduites gravitaires sont elles aussi menacées par les effets néfastes du coup de béliér de même que dans les conduites en refoulement sauf, qu'il commence par une surpression puis s'achève par une dépression. Le coup de béliér est dû au choc des particules liquides à la paroi du robinet vanne, alors l'énergie cinétique se transforme en énergie de déformation et puisque l'eau est incompressible donc la déformation transmise à la conduite et le coup de béliér est né, la conduite se dilate et le phénomène transitoire se propage instantanément sur toute la conduite via une onde de célérité C (m/s) et alors cette déformation se propage à l'amont de la conduite constituant un danger pour la conduite.

Pour la protection de la conduite gravitaire contre le phénomène du coup de béliér, la seule protection consiste en l'étude de la loi de fermeture de la vanne sur cette conduite.

Notre conduite gravitaire de longueur $L= 9213$ m, elle a un diamètre $D = 500$ mm. Cette conduite est reliée en amont par le réservoir de Chaïba et en aval est équipée d'une vanne de fermeture lente.

Application

Tableau VI.5 : Les caractéristiques de la conduite gravitaire.

| Conduite | D (mm) | e (mm) | L(m) | V_0 (m/s) | H_g (m) |
|---------------------------------|--------|--------|------|-------------|-----------|
| R11300m ³ -Piquage 1 | 500 | 7,4 | 9213 | 0,65 | 70,74 |

-La célérité d'onde est calculée à l'aide de la formule VI.1 pour les conduites enterrées :

$$C = \frac{\sqrt{\frac{(2,07 * 10^9)}{1000}}}{\sqrt{1 + \frac{2,07 * 10^9 \cdot 2 \cdot 0,25 \cdot (1 - 0,3^2) \cdot (1 - 0,33)}{(1 - 0,3^2) \cdot 0,25 \cdot 2 * 10^8 + 10^{11} \cdot 0,0074 \cdot (1 - 0,33)}}} = 977,64 \text{ m/s}$$

Avec :

$$v_m = 0,3 \text{ (Fonte Ductile)}$$

$$E_m = 1 * 10^{11} \text{ Pascal}$$

$$a = 0,25 \text{ m}$$

$$e_m = 0,0074 \text{ m}$$

$$\text{Et donc : } b = \frac{cV_0}{g} = 64,78 \text{ m}$$

Le temps nécessaire pour que l'onde atteigne la vanne:

$$tr = \frac{2L}{c} \quad (\text{VI.4})$$

A.N $tr = \frac{2 \times 9213}{977,64} = 19 \text{ secondes}$

- Si $t' \leq \frac{2L}{c}$ le coup de béliér a pour valeur maximale en mètre d'eau : $b = \frac{CV}{g}$
- Si $t' > \frac{2L}{c}$ le coup de béliér est moins important et a pour valeur(en mètre d'eau) :

$$b = \frac{2LV}{gt'}$$

Nous calculons la valeur de la surpression pour les différents temps de fermeture de la vanne via la formule de MICHAUD :

$$b = \frac{2 \times L \times v_0}{g \times t'} \quad (\text{VI.5})$$

Avec :

$L = 9213 \text{ m.}$

On vérifie la valeur de la surpression pour une durée de fermeture du robinet vanne de 10 minutes (0,167 h)

On trouve : $b = 2,03 \text{ m.}$

Elle est donc suffisante pour amortir l'effet du coup de béliér

Donc le robinet vanne choisi va remplir correctement son rôle pour la protection de la conduite gravitaire.

VI.5 Dimensionnement mécanique de l'adduction

Le dimensionnement mécanique de l'adduction est la détermination des épaisseurs des conduites. Ces épaisseurs ont une importance nécessaire dans la protection de l'adduction et dans sa longévité.

En effet pour la détermination des épaisseurs prétendues on se base sur la loi de tube.

$$\sigma_{admi} = \frac{PMF \times r}{e} \quad (\text{VI.6})$$

PMF : C'est une pression qui correspond à la PMS augmentée du coup de béliér : il s'agit la plus part du temps d'une marge de pression que le concepteur se donne pour dimensionner la protection anti-béliér de l'installation.

PMS : étant la pression maximale de service.

Pour notre cas on a deux tronçons différents avec chacun une épaisseur à avoir pour résister à l'effet du phénomène transitoire, on a un tronçon gravitaire et l'autre en refoulement, et afin de choisir la PMS on se refait à la ligne de charge établies sur les profils en long.

Mais pour la suite de l'étude on prendra les valeurs de la PMF de chacun des tronçons appart :

• **Conduite refoulement :**

Le point qui est soumis à la plus grande pression est le plus proche à l'aval de la station de pompage.

La valeur de la pression :

$$PMS = Hg + \Delta h$$

$$PMS = 76,52 + 17,56 = 94,08 \text{ m}$$

$$PMF = PMS + b$$

$$PMF = Hg + \Delta h + \frac{CV_0}{g} = Hmt + \frac{CV_0}{g} = 94,08 + 52,05 = 146,13 \text{ m}$$

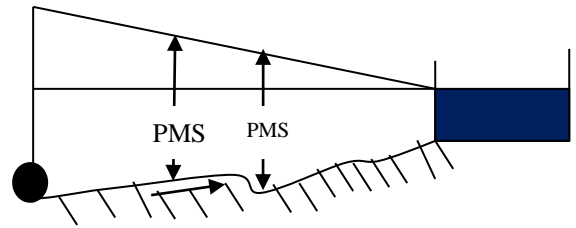


Figure VI.3 : Ecoulement en refoulement

Donc on va appliquer la loi de tube pour cette valeur de pression et on calcul l'épaisseur pour une contrainte admissible de 1000 MPa pour le PE 80 (D'après le catalogue de CHIALI).

$$e = \frac{PMF \times r}{\sigma_{admi}} = \frac{146,13 \times 10^{-2} \times 0,0484}{1000} = 7,1 \times 10^{-5} \text{ m}$$

D'où on trouve une épaisseur minimale de 0,071 mm pour la conduite de refoulement.

• **Conduite Gravitaire :**

Si on se base sur l'épure de pression que nous donne un système gravitaire en cas de coup de Béliér ; alors automatiquement la pression maximal de service devrais se trouver à l'aval de l'adduction, On retrouve une valeur de pression de 70,74 m.c.e dans le cas d'écoulement permanent, il se trouve à une distance de 9213 m du réservoir de Chaïba.

On calcul l'épaisseur minimale requise.

Donc: contrainte admissible 420MPa [10] (fonte)

$$PMS = Hg + \Delta h = 70,74 \text{ m}$$

$$PMF = PMS + b$$

$$PMF = 70,74 + 64,78 = 135,52 \text{ m}$$

$$e = \frac{PMF \times r}{\sigma_{admi}} = \frac{135,52 \times 10^{-2} \times 0,25}{420} = 8,10 \times 10^{-4} \text{ m}$$

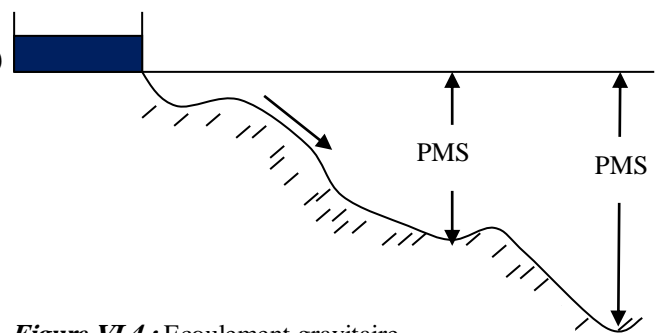


Figure VI.4 : Ecoulement gravitaire

D'où on trouve une épaisseur minimale de 0.81 mm pour les conduites gravitaires.

Conclusion

Dans ce chapitre nous avons vu la définition du phénomène du coup de béliér, la description physique, les causes, les conséquences. Ainsi que les différents moyens de protection dans une adduction mixte (cas conduite en refoulement, conduite gravitaire). En fin nous avons vu comment calculer la surpression et aussi comment déterminer l'épaisseur convenable pour protéger l'adduction.

Dans le cas d'une conduite en refoulement le réservoir d'air est déterminé par la méthode de « Vibert ».

La méthode de « Michaud » utilise pour le cas gravitaire la protection se fait par l'étude du temps de fermeture de la vanne. Et en fin la Loi de tube pour le calcul des épaisseurs.

CHAPITRE VII :
Pose de canalisation

INTRODUCTION

Les canalisations sont généralement posées en tranchée, à l'exception de certains cas où elles sont posées sur le sol à condition qu'elles soient protégées.

Nous allons citer les différents types de pose selon le lieu et les obstacles qui peuvent se présenter et aussi les équipements et ouvrages des conduites.

VII.1 Pose de canalisation

VII.1.1 Pose de canalisation dans un mauvais terrain :

Si le terrain est de mauvaise qualité on peut envisager quelques solutions :

a) Cas d'un terrain peu consistant :

Pour éviter tout mouvement de la canalisation ultérieurement, celle-ci doit être posée sur une semelle en béton armé ou non avec interposition d'un lit de sable. La semelle peut être continue ou non en fonction de la nature du sol. Dans le cas où la canalisation repose sur des tasseaux, ces derniers doivent être placés plus proches des joints et soutenus par des pieux enfoncés jusqu'au bon sol (figure VII.1).

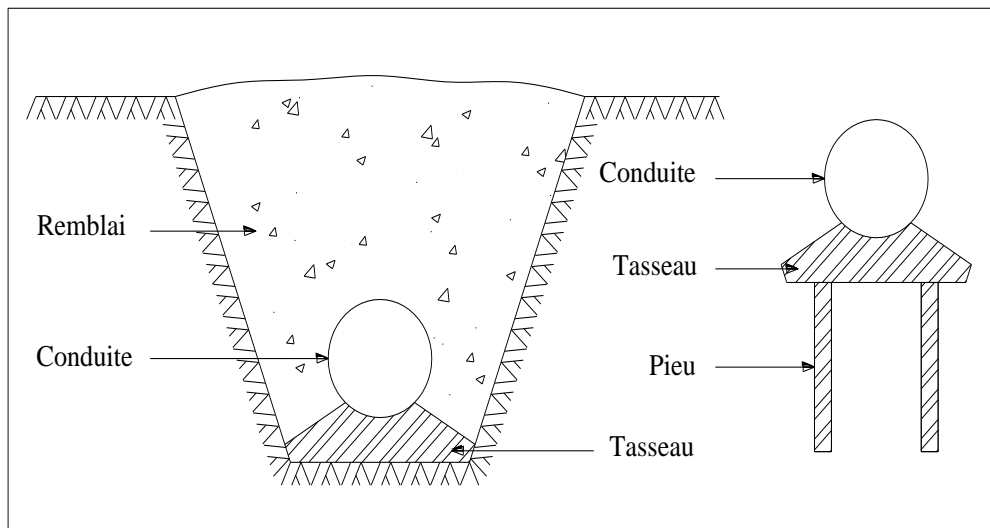


Figure VII.1 : Pose de conduites dans un terrain peu consistant.

b) Cas d'un terrain agressif :

La protection des conduites enterrées en fonte, contre les phénomènes de corrosion, est à réaliser par une manche en film de polyéthylène (figure VII.2) lorsque le terrain présente une résistivité inférieure à $1500 \Omega \cdot \text{cm}$ ou lorsqu'il y a présence de sulfures, de sulfates ou de chlorures.

La manche en polyéthylène d'une certaine ampleur drapée la canalisation et doit la plaquer au maximum. La totalité du pli, dont l'extrémité est toujours dirigée vers le bas, se situe

dans la partie supérieure de la canalisation. La manche est maintenue par des bandes adhésives ou des colliers souples à agrafage automatique à raison de 4 par tuyau. Les manches successives sont posées avec un recouvrement minimal de 0,30 m (figure VII.2).



Figure VII.2: Pose de conduites dans un terrain agressif.

VII.1.2 Pose de canalisation en galerie :

Dans certains cas le tracé de la canalisation peut rencontrer des obstacles qui nous oblige à placer la conduite dans une galerie.

Les conduites de diamètre important (sauf aqueducs) doivent être placées sur des madriers (bois de chêne) et calées de part et d'autre pour éviter leur mouvement.

Les canalisations de petit diamètre peuvent être placées dans un fourreau de diamètre supérieur et reposant sur des tasseaux en béton. Les robinets vannes sont placés dans des regards implantés de part et d'autre de la route (figure VII.3).

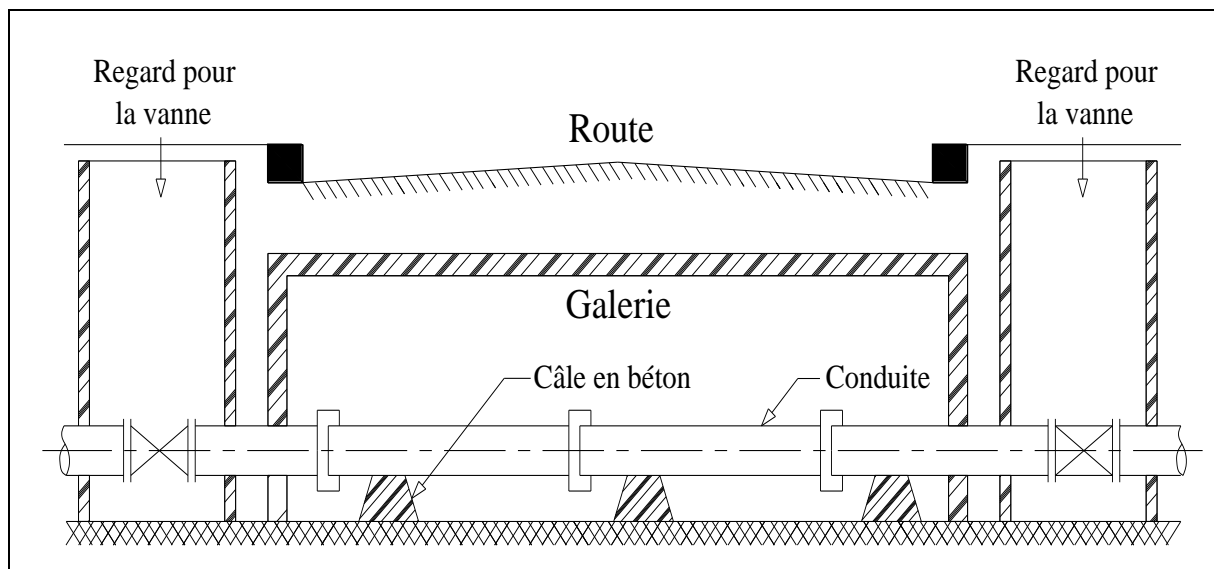


Figure VII.3 : Pose de canalisation en galerie

VII.1.3 Traversée d'une rivière :

La pose de canalisation à la traversée d'une rivière demande certains travaux confortatifs en fonction de l'état de la traversée et de l'importance de l'adduction.

L'existence d'un pont-route servira également de support pour la canalisation, ou celle-ci sera accrochée au tablier.

Dans le cas où le pont-route n'existe pas la canalisation pourra suivre le lit de rivière, posée sur des ouvrages spéciaux (Tasseaux par exemple) et couverte de tout-venant pour être protégée contre les chocs (Dus à la navigation par exemple).

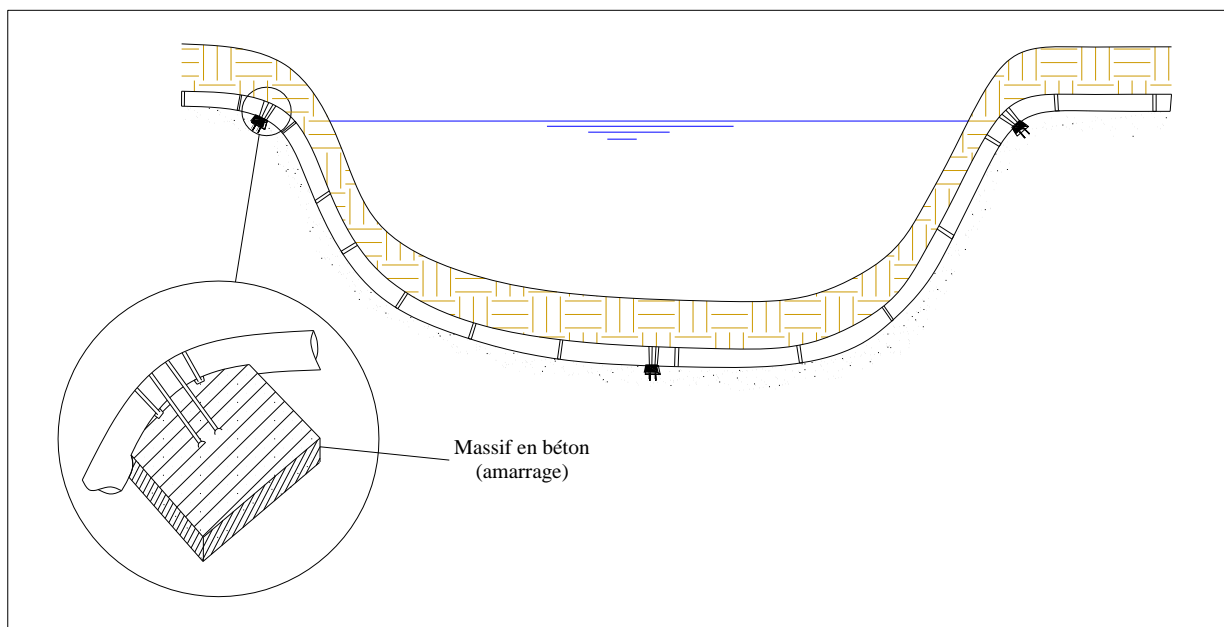


Figure VII.4 : traversée d'une rivière

VII.2 Equipements et ouvrages des conduites

VII.2.1 Pose des conduites (voir profil en long)

En règle générale la conduite sera enterrée avec les profondeurs de pose suivantes :

- Profondeur minimale = $D + 0.80\text{m}$ étant la hauteur du remblai minimale au dessus de la génératrice supérieure du tuyau.

Equipements de contrôle et de protection

Des vannes de sectionnement ont été prévues :

- En tête de chaque dérivation.
- Tous les 400 mètres environ, en association avec les ventouses et vidanges.
- En amont et en aval de la voie ferrée

Ces vannes seront du type :

- Les vannes Papillon pour toute l'adduction.

- Vanne à survitesse a la sortie de chaque réservoir.

a) Equipement des points bas

Des vidanges équipent tous les points bas de la conduite. Elles comportent des robinets vannes du type à opercule PN10, montés en dérivation sur un té. Pour les diamètres supérieurs à 400mm, on adoptera une tubulure de vidange en DN100, pour conduites de diamètre inférieur à 350mm jusqu'à 300mm en DN60 et pour le DN < 200 mm en DN40mm.

b) Equipement des points hauts

Des ventouses automatiques équipent tous les points hauts. On adoptera les ventouses à triple fonction avec robinet d'arrêt incorporé et un DN100mm pour l'adduction en DN > 300mm. Pour les conduites en DN300mm on optera des ventouses à double fonction en DN60mm et pour les conduites DN200mm on adoptera des ventouses simples fonction en DN40mm.

VII.3 Ouvrage des conduites

a) Butées-ancrages

Des butées en béton seront installées sur les coudes, les cônes et les tés.

Pour la canalisation en fonte à emboîtement posée sur de fortes pentes (25% et plus), les tuyaux seront ancrés au moyen d'étriers fixés sur des butées en béton et placés immédiatement en aval des emboîtements.

b) Chambre de vannes

Les vannes de sectionnement ainsi que leurs équipements associés (vidanges, ventouse,..) seront logées dans des chambres de vannes réalisées en béton armé avec des dalles comme couverture.

En fonction des côtes d'encombrement des appareils, on a retenu trois types de chambres de vannes de dimensions intérieures : Type 1 (1.00 m x 1.00 m) Type 2 (1.50 m x 1.50 m) et Type 3 (3.80 m x 1.50m).

c) Franchissement des voies de communication et de la voie ferrée

Compte tenu de la forte résistance aux charges ovalisantes de la fonte il n'est pas prévu de condition particulière pour la pose quand la couverture du terrain n'est pas inférieure à 1m.

Pour la voie ferrée, il sera prévu une gaine en béton armé DN800 mm avec âme totale, la pose se fera par fonçage horizontal.

Pour les traversées de la route il sera prévu placer *la canalisation en galerie*.

CONCLUSION

La pose des canalisations dépend de la nature du terrain ; Les accessoires à utiliser seront :

- ✓ Les ventouses sur les points hauts pour faire évacuer et laisser pénétrer l'air dans les conduites ;
- ✓ Les vannes de décharge pour vidanger, nettoyer et réparer les conduites ;
- ✓ Les réservoirs anti-bélier à la sortie de chaque station de pompage ;
- ✓ Les robinets vannes pour isoler le tronçon à entretenir ;
- ✓ Les vannes à survitesse à la sortie des réservoirs pour interrompre l'écoulement dans le cas où les conduites éclatent ;
- ✓ Les clapets anti-retour ;
- ✓ Les manchons pour le montage et le démontage des différents accessoires.

CHAPITRE VIII :

**Organisation de
Chantier**

INTRODUCTION

Ce chapitre va nous permettre de voir l'organisation des travaux la succession des tâches et la mobilisation des engins avec leurs influences sur le coût du projet et son délai d'exécution .Il va nous permettre aussi la mise en place de la protection et sécurité du travail dont l'importance n'est pas négligeable sur les plans économique et social.

VIII.1 Différents travaux à entreprendre

VIII.1.1 Travaux concernant l'adduction

Les taches constituant les travaux à faire pour la mise en place de l'adduction sont :

a) Exécution des tranchées

C'est une opération de terrassement (déblais) qui consiste à faire des excavations. Ces excavations seront faites par une pelle hydraulique et les déblais seront posés à coté de la tranchée, l'autre coté étant réservé au bardage des conduites.

b) Pose du lit de sable

Cette opération consiste à poser un lit de sable au fond de la tranchée, ce lit aura une épaisseur de 15cm dans notre cas.

c) Pose des conduites

Avant la descente des conduites dans la fouille, on procède à un triage des conduites de façon à écarter celles qui ont subies des chocs ; et on les descend lentement à l'aide d'un engin de levage, dans le fond de la fouille. Au cours de pose, on vérifie régulièrement l'alignement des tuyaux pour n'avoir pas des difficultés au raccordement des conduites.

d) Epreuve de joint et de la canalisation

Pour plus de sécurité, l'essai de pression des conduites et des joints se fait avant le remblaiement, on l'effectue à l'aide d'une pompe d'essai qui consiste au remplissage en eau de la conduite sous une pression de 1,5 fois la pression de service à laquelle sera soumise la conduite lors du fonctionnement. Cette épreuve doit durer 30 minutes environ où la variation ne doit pas excéder 0.2 bar.

e) Remblayage des tranchées

C'est une opération de terrassement qui consiste à enterrer la conduite, en utilisant le remblai résultant de l'excavation.

f) Nivellement et compactage

Une fois le remblai fait, on procède au nivellement qui consiste à étaler les terres qui sont en monticule, ensuite au compactage pour augmenter la densité des terres et éviter le tassement par la suite.

VIII.2 Calcul des volumes des travaux de l'adduction**VIII.2.1 Déblais d'excavation**

Le volume des déblais est calculé en fonction des surfaces des coupes en travers

Sachant que : $S_{exc} = b * H_{tr}$ **(VIII.1)**

$$V_{exc} = S_{exc} * L_{exc} \quad \textbf{(VIII.2)}$$

VIII.2.1.1 La profondeur de la tranchée

La profondeur de la tranchée dépend du diamètre de la conduite.

Elle est donnée par la relation suivante :

$$H_{tr} = D + h' + h_1 \quad \textbf{(VIII.3)}$$

Avec :

h' : hauteur de la génératrice supérieure de la conduite à la surface du sol.

Nous prenons : $h' = 1$ m.

h_1 : épaisseur du lit de pose de sable $h_1 = 0,15$ m. D'où :

$$H_{tr} = 1,15 + D \quad \textbf{(VIII.4)}$$

b- Largeur de la tranchée

La largeur de la tranchée sera calculée en fonction du diamètre de la conduite .nous laissons 30 cm d'espace de chaque côté de la conduite.

$$b = D + 0,6 \text{ m} \quad \textbf{(VIII.5)}$$

c- Volume à excaver

$$V_D = S_t.L = (b.H_{tr}).L \quad \textbf{(VIII.6)}$$

Les calculs des déblais sont récapitulés dans le tableau VIII.1

Tableau VIII.1: Calcul du volume des déblais.

| D mm | L (m) | b (m) | Htr (m) | Str (m ²) | Vd (m ³) |
|------------------------|----------|-------|---------|-----------------------|----------------------|
| 500 | 10134.39 | 1.1 | 1.65 | 1.82 | 18393.92 |
| 450 | 1480.17 | 1.05 | 1.6 | 1.68 | 2486.69 |
| 400 | 449.9 | 1 | 1.55 | 1.55 | 697.35 |
| 350 | 5078.88 | 0.95 | 1.5 | 1.43 | 7237.40 |
| 300 | 929.89 | 0.9 | 1.45 | 1.31 | 1213.51 |
| 160 | 3800.96 | 0.76 | 1.31 | 1.00 | 3784.24 |
| 125 | 757.32 | 0.725 | 1.275 | 0.92 | 700.05 |
| 110 | 45.1 | 0.71 | 1.26 | 0.89 | 40.35 |
| volume total du déblai | | | | | 34553.49 |

D'après ce tableau, le volume total du déblai est de 34553,49 m³.

VIII.2.2 Lit de sable

La conduite doit être posée sur un lit de sable de 15 cm d'épaisseur

$$V_s = b * e * L \quad \text{(VIII.7)}$$

Les résultats de calcul du volume du lit de sable sont regroupés dans le tableau VIII.2:

Tableau VIII.2: Calcul du volume du lit de sable.

| D (mm) | L (m) | b (m) | e (m) | V _{Ls} (m ³) |
|------------------------------|----------|-------|-------|-----------------------------------|
| 500 | 10134.39 | 1.1 | 0.15 | 1672.17 |
| 450 | 1480.17 | 1.05 | 0.15 | 233.13 |
| 400 | 449.9 | 1 | 0.15 | 67.49 |
| 350 | 5078.88 | 0.95 | 0.15 | 723.74 |
| 300 | 929.89 | 0.9 | 0.15 | 125.54 |
| 160 | 3800.96 | 0.76 | 0.15 | 433.31 |
| 125 | 757.32 | 0.725 | 0.15 | 82.36 |
| 110 | 45.1 | 0.71 | 0.15 | 4.80 |
| volume total du lit de sable | | | | 3342.53 |

D'après ce tableau, le volume total du lit de sable est de 3342,3 m³.

VII.2.3 Volume de la conduite

Après l'exécution des déblais de la tranchée et la mise en place du lit de sable, il y a la pose des conduites dont la connaissance de la section est importante pour la détermination du volume des remblais.

$$S_c = \frac{\pi D^2}{4} \quad (\text{VIII.8})$$

$$V_c = S_c \cdot L \quad (\text{VIII.9})$$

Tableau VIII.3: Calcul du volume des conduites.

| D (mm) | S _c (m ²) | L (m) | V (m ³) |
|----------------------------|----------------------------------|----------|---------------------|
| 500 | 0.39 | 10134.39 | 3977.75 |
| 450 | 0.35 | 1480.17 | 522.87 |
| 400 | 0.31 | 449.9 | 141.27 |
| 350 | 0.27 | 5078.88 | 1395.42 |
| 300 | 0.24 | 929.89 | 218.99 |
| 160 | 0.13 | 3800.96 | 477.40 |
| 125 | 0.10 | 757.32 | 74.31 |
| 110 | 0.09 | 45.1 | 3.89 |
| volume total des conduites | | | 6811.91 |

D'après le tableau VIII.3, le volume total des conduites est de 6811,91 m³.

VIII.2.4 Remblais

Le volume des remblais est : $V_R = S_R \cdot L$ (VIII.10)

La surface de remblai est : $S_R = S_D - S_c - S_s$ (VIII.11)

Les calculs du volume de remblai sont récapitulés dans le tableau VIII.4

Tableau VIII.4: Calcul du volume du remblai.

| D (mm) | L (m) | S _c (m ²) | S _s (m ²) | S _D (m ²) | S _R (m ²) | V _R (m ³) |
|-----------------------------|----------|----------------------------------|----------------------------------|----------------------------------|----------------------------------|----------------------------------|
| 500 | 10134.39 | 0.20 | 0.17 | 1.82 | 1.45 | 14732.87 |
| 450 | 1480.17 | 0.16 | 0.16 | 1.68 | 1.36 | 2018.27 |
| 400 | 449.9 | 0.13 | 0.15 | 1.55 | 1.27 | 573.35 |
| 350 | 5078.88 | 0.10 | 0.14 | 1.43 | 1.19 | 6025.27 |
| 300 | 929.89 | 0.07 | 0.14 | 1.31 | 1.10 | 1022.27 |
| 160 | 3800.96 | 0.02 | 0.11 | 1.00 | 0.86 | 3274.54 |
| 125 | 757.32 | 0.01 | 0.11 | 0.92 | 0.80 | 608.40 |
| 110 | 45.1 | 0.01 | 0.11 | 0.89 | 0.78 | 35.11 |
| Volume total remblai | | | | | | 28290.09 |

D'après ce tableau, le volume total du remblai est de 28364,62 m³.

Tableau VIII.5: Volumes des travaux de l'adduction.

| N° | Désignation | Unité | Quantité |
|----|---------------|----------------|----------|
| 1 | Déblais | m ³ | 34553.49 |
| 2 | Lit de sable | m ³ | 3342.53 |
| 3 | Les conduites | ml | 23746.63 |
| 4 | Remblais | m ³ | 28290.09 |

VIII.3.Choix des engins de terrassement

Pour effectuer les opérations déjà citées, nous sommes tenus d'utiliser de gros engins mécaniques pour réduire considérablement le prix et le temps des terrassements.

Les engins que nous allons utiliser sont :

- La pelle hydraulique ;
- Le bulldozer ;
- Le chargeur ;
- Le compacteur ;

VIII.3.1.Pelle hydraulique

Les pelles sont des engins de terrassement qui conviennent à tous les terrains.

La pelle peut porter divers équipement qui en font un engin de travail à plusieurs fins :

- Godet normal pour travail en butée.
- Godet retro pour travail en fouille et en tranché.
- Godet niveleur pour travail de décapage ou de nivelage.

Dans notre cas nous emploierons la pelle avec un godet équipé en retro pour faire les fouilles et les tranchés.

VIII.3.2 Bulldozer

Pour la réalisation de cette opération, nous optons pour un bulldozer ou un angledozer.

VIII.3.3 Chargeur

C'est un tracteur à pneus muni de godet de chargement et de déchargement à l'avant, on l'utilisera pour remblayer les fouilles, les casiers et la tranchée après pose de la conduite.

VIII.3.4 Compacteur

C'est un engin peu encombrant, composé de deux petits cylindres d'environ 30 cm de diamètre muni d'un guidon. Cet engin sert au compactage des remblais des surfaces.

VIII.4 La durée d'excavation

Connaissant le volume de terre à excaver et le rendement de l'engin le temps d'exploitation sera :

$$T = \frac{V_{exc}}{R_p} \text{ jours} \quad (\text{VIII.12})$$

$$\text{AN : } T = \frac{34553.49}{960} = 36 \text{ jours} = 1 \text{ mois et } 6 \text{ jours}$$

VIII.5 Définitions des tâches et leurs durées

Les tâches de réalisation de l'adduction et leurs durées sont mentionnées dans le tableau VIII.6, Avec :

Pose des conduites : 1 km / jour.

Lit de sable : 1,5 km/jour

Epreuve de joint et de la canalisation : 1 km/jour

Remblais : 4 jours/km

Compactage : 2 jours/km.

Tableau VIII.6 : Temps de réalisation des opérations de l'adduction.

| Notation | Opération | Durée (jour) |
|----------|--|--------------|
| A | Excavation de la tranchée | 36 |
| B | Lit de sable | 20 |
| C | Pose de conduite | 25 |
| D | Epreuve de joint et de la canalisation | 20 |
| E | Remblais | 100 |
| F | Compactage | 50 |

Donc le réseau à nœud de ces tâche est représenté comme suit :

Elaboration du réseau selon la méthode CPM

Les principales taches sont:

- Excavation de la tranchée - Ex
- Lit de sable - LS
- pose de conduite - PC
- Remblais - R
- Compactage - C

Donc le réseau à nœud de ces tâche est représenté comme suit :

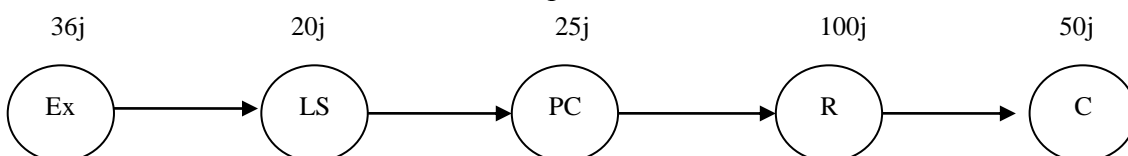


Figure VIII.1: Réseau à nœuds représentant les travaux sur chantier.

Donc la durée totale du projet est de 231 jours, cette durée peut être diminuée si on utilise plusieurs engins en même temps.

VIII.5.1 Devis des travaux

Le tableau VIII.7 récapitule le devis de différents travaux

Tableau VIII.7: Devis des différents travaux de pose de conduite.

| N° | Désignation | Unité | Prix unitaire DA | Volume des travaux | Montant DA |
|-------|---------------|----------------|------------------|--------------------|--------------|
| 1 | Déblais | m ³ | 300 | 34553.49 | 10366047 |
| 2 | Lit de sable | m ³ | 150 | 3342.53 | 501379.5 |
| 3 | Les conduites | MI | - | 23746.63 | 137835594.17 |
| 4 | Remblais | m ³ | 300 | 28290.09 | 8487027 |
| Total | | | | | 157190047.67 |

Le coût total du projet est de 157190047,67 DA

VIII.6 Hygiène et sécurité

Durant chaque phase de la réalisation d'un projet, le risque d'accident est éventuellement ouvert, soit dans la phase des travaux de terrassement, soit dans la réalisation des travaux de bétonnage, soit dans les installations électriques ou des installations sous pressions soit après la fin du projet (travaux d'entretien des pompes, des installations).

Aussi il est important de prendre l'ensemble de mesures nécessaires afin d'éviter les éventuels risques pouvant survenir.

VIII.6.1 Les causes principales

Les causes fréquentes des accidents de travail sont :

- Mauvaise conception des engins ;
- utilisation des machines en dehors de leurs limites ou de l'usage pour lequel ils sont prévus ;
- Défaut d'organisation générale du travail ;
- Défaut de formation technique.

VIII.6.2 Prévention

- Le matériel utilisé doit être conforme et bien entretenu ;
- La signalisation dans l'entreprise, et principalement sur les chantiers doit être évidente et connue de tous, utilisation des couleurs de sécurité (rouge, orange, vert), isolement des zones dangereuses (barrières, écrans, cartons) ;
- Amélioration des techniques de travail ;

- Amélioration des ambiances de travail (éclairage, bruit, empoussièrement, ambiance thermique) ;
- Contrôle des matériaux ;
- Affichage des consignes de sécurité et du règlement intérieur de l'entreprise.

CONCLUSION

L'organisation des chantiers est nécessaire avant le commencement de la réalisation des travaux .Elle nous permet de connaître :

- Les volumes des travaux.
- Les engins à utiliser.
- Estimer le coût total du projet.
- La durée du projet.
- La protection des ouvriers.

CONCLUSION GENERALE

Au terme de notre modeste travail, nous espérons avoir atteint les objectifs visés à savoir :

- L'alimentation en eau potable 24h/24 des quatre localités concernées situées sur le couloir CHAIBA-HADJAR EDISS dans la daïra d'El Hadjar wilaya de ANNABA.

Dans cette optique, la réalisation de ce projet apportera une véritable solution au problème de l'insuffisance en eau qui se traduisait par la vétusté et la faiblesse des diamètres des canalisations, accentués par l'explosion démographique importante et le développement du niveau de vie dans cette région.

Nous estimons aussi que cette adduction contribuera à satisfaire tous les besoins de la zone d'étude, vu qu'elle est dimensionnée pour l'horizon 2035 avec une population globale de 65434 habitants.

L'importance des besoins en eau estimés pour les localités concernées par l'étude, par rapport aux ressources existantes, a obligé la nécessité de prévoir une eau traitée de 11103,18 m³/j provenant du barrage de CHEFFIA situé dans la wilaya de d'El TARF.

Afin d'assurer L'alimentation en eau potable des différentes localités concernés par cette étude nous avons suivi les étapes suivantes : dans une première phase nous avons réalisé des enquêtes et recherche de l'information au niveau du terrain et dans diverses structures administratives et de réalisation ;ce qui nous permis par la suite de dresser les besoins en eau du projet, de dimensionner les réservoirs et conduites d'adduction, de faire le choix du type et le nombre de pompes à utiliser pour le tronçon de refoulement, avec en fin l'emplacement d'un anti béliet nécessaire à la garanti de la longévité des conduites et la protection des pompes.

Pour terminer et en vue d'atteindre efficacement notre objectif nous avons équipé les conduites avec les accessoires nécessaires en l'occurrence :

- La projection des vannes,
- by pass,
- Les régulateurs de pression,
- Les ventouses à chaque point haut pour évacuer les bulles d'air,
- Des vidanges au niveau des points bas.

BIBLIOGRAPHIE

[1] « Mémento du gestionnaire de l'alimentation en eau et de l'assainissement», Tome I
P.205, 206, 207.

[2] C.GOMELL et H.GUERREE « La distribution d'eau dans les agglomérations de petite
et moyenne importance », Edition EYROLLES, 2004, université LAVAL.

[3] B.SALAH « polycopie d'Alimentation en Eau Potable», p.30a, 63, 64,72, 73,74,
75,76)

[4] A. DUPONT Paris 1979« Hydraulique urbaine », Tome II, édition Eyrolles, p.237,
350, 351, 260, 267, 268,287.

[5] A.LENCASTRE «HYDRAULIQUE GENERALE». Cepadu es-Editions,2000.

[6] ABRAMOV.N "Alimentation en eau potable" Moscou, 1982.

[7] A.G.H.T.M « les stations de pompage », édition Technique et Documentation, Paris
1982, p.101.

*Mémoire fin d'étude Khérici 93-Djabri 96, p.120

** Atlas des 26 zones humides2002, p.290

Catalogue :

[8] CAPRARI

Catalogue de CHIALI

Site internet :

[9] <http://www.goodfellow.com/f/polyethylene-haute-densite.html>

[10] <http://www.pamline.fr/pages/add/11b.asp>

Annexe I : Tableau récapitulatif de la géologie

| Age | Divisions | Lithologique | Caractéristique Hydraulique | Zones |
|-------------|---------------------|--|--|--|
| PRIMAIRE | | -gneiss -Micaschistes - Calcaires cristallins - Cipolins fissures | La présence de quelques sources dans les cipolins « ressource non négligeable » Perméabilité de fissure | - Massif de L'Edough, Bouhamra, Belelieta |
| SECONDAIRE | - Crétacé inférieur | - Séries grés-argilo-calcaires | Peu Perméable « faibles ressources hydrauliques » | - Région de Cap Rosa & Ouest d'Annaba Epaisseur 10m |
| | - Crétacé supérieur | - Schistes - Calcaires | | |
| TERTIAIRE | -Paléogène | - Argiles Numidiennes - Grés Numidiens | - Imperméable - Peu perméable « faibles ressources hydrauliques » | -à la périphérie de la plaine d'Annaba, au sud de Bouteldja - Forme la charpente de toutes les collines d'EL Tarf |
| | Mio-Pliocène | -Sable argileux -Gravies et Galets | Constitue le siège des principales nappes perméable | -Le remplissage du fossé d'effondrement de la plaine d'Annaba- EL Tarf |
| QUATERNAIRE | Qua- Ancien | -Terrasses alluvionnaires | T P E E R M | Hautes et moyennes terrasses d'Annaba- EL Tarf |
| | Qua- Moyen | -Cailloux -Limons | R E A A I B | Ces terrasses sont bien développées dans la plaina d'Annaba |
| | Qua- Récent | - Sables des dunes littorales | N L S E S | Cordons dunaires littoraux de Annaba Bouteldja El Tarf |
| | Qua- Actuel | - Sables et alluvions actuelles | | - Plages –Marécages -Sols actuels |

Annexe II: Répartition des débits horaires en fonction du nombre d'habitants

| HEURES | NOMBRE D'HABITANTS | | | | |
|--------|--------------------|-----------------|----------------|----------------|------------------------------|
| | Moins de 10000 | 10 001 à 50 000 | 50001 à 100000 | Plus de 100000 | Agglomération de type rurale |
| 0-1 | 01 | 1.5 | 3 | 3.35 | 0.75 |
| 1-2 | 01 | 1.5 | 3.2 | 3.25 | 0.75 |
| 2-3 | 01 | 1.5 | 2.5 | 3.3 | 01 |
| 3-4 | 01 | 1.5 | 2.6 | 3.2 | 01 |
| 4-5 | 02 | 2.5 | 3.5 | 3.25 | 03 |
| 5-6 | 03 | 3.5 | 4.1 | 3.4 | 5.5 |
| 6-7 | 05 | 4.5 | 4.5 | 3.85 | 5.5 |
| 7-8 | 6.5 | 5.5 | 4.9 | 4.45 | 5.5 |
| 8-9 | 6.5 | 6.25 | 4.9 | 5.2 | 3.5 |
| 9-10 | 5.5 | 6.25 | 5.6 | 5.05 | 3.5 |
| 10-11 | 4.5 | 6.25 | 4.8 | 4.85 | 06 |
| 11-12 | 5.5 | 6.25 | 4.7 | 4.6 | 8.5 |
| 12-13 | 07 | 05 | 4.4 | 4.6 | 8.5 |
| 13-14 | 07 | 05 | 4.1 | 4.55 | 06 |
| 14-15 | 5.5 | 5.5 | 4.2 | 4.75 | 05 |
| 15-16 | 4.5 | 06 | 4.4 | 4.7 | 05 |
| 16-17 | 05 | 06 | 4.3 | 4.65 | 3.5 |
| 17-18 | 6.5 | 5.5 | 4.1 | 4.35 | 3.5 |
| 18-19 | 6.5 | 05 | 4.5 | 4.4 | 06 |
| 19-20 | 5.0 | 4.5 | 4.5 | 4.3 | 06 |
| 20-21 | 4.5 | 04 | 4.5 | 4.3 | 06 |
| 21-22 | 03 | 03 | 4.8 | 4.20 | 03 |
| 22-23 | 02 | 02 | 4.6 | 3.75 | 02 |
| 23-24 | 01 | 1.5 | 3.3 | 3.7 | 01 |

ANNEXE III: Tableau du prix du mètre linéaire des conduites en fonte ductile d'après
Entreprise Chinoise **KOUG.C.**

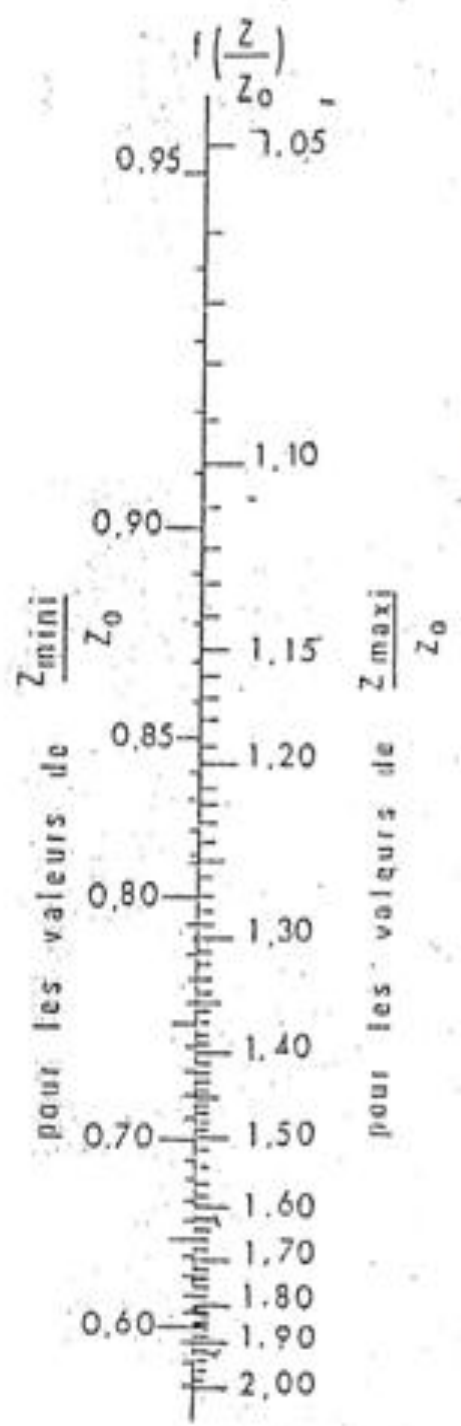
| Diamètre Fonte en (mm) | prix de ml (DA) |
|---------------------------|--------------------|
| 80 | 1450 |
| 100 | 1700 |
| 150 | 2050 |
| 200 | 2812 |
| 250 | 4150 |
| 300 | 5250 |
| 350 | 6000 |
| 400 | 6580 |
| 450 | 7014 |
| 500 | 8215 |

Annexe IV: Tableau du prix du mètre linéaire des conduites en PEHD.

| Diamètre (mm) | Epaisseur (mm) PN16 | Prix ml (DA) |
|---------------|---------------------|--------------|
| 40 | 2.6 | 104 |
| 50 | 3.1 | 159 |
| 63 | 3.8 | 258.66 |
| 75 | 4.5 | 365.7 |
| 90 | 5.4 | 436.11 |
| 110 | 6.6 | 644.02 |
| 125 | 7.4 | 820.47 |
| 160 | 9.5 | 1343.93 |
| 200 | 11.9 | 2102.6 |
| 250 | 14.8 | 3264.24 |
| 315 | 18.7 | 5205.12 |
| 400 | 23.7 | 8351.75 |
| 500 | 29.7 | 13027.85 |
| 630 | 37.4 | 19699.54 |

Annexe V : Fiche technique de la station de Pompage

| N° | Désignation | Quantité | unité | Destination |
|----|---|---|---|--|
| 1 | <p>bâche d'eau : Type : conduite munie de crépine dans le Dimensions : - Côte -volume -Longueur L. -nombre crépines -Finesse de filtration</p> | <p>23,53 250 3,42 2 10</p> | <p>U m m³ m U mm</p> | |
| 2 | Station de pompage en aspiration | | | Refoulement des eaux vers le réservoir Bergougua |
| 3 | <p>Type de pompe : pompes centrifuge multicellulaire à axe horizontal HMU40-2/4C Pompe de marque CAPRARI</p> <ul style="list-style-type: none"> ○ Nombre de pompe. ○ Débit d'une pompe Q_c. ○ Hauteur manométrique (HMT). ○ Puissance absorbée P_2. ○ Rendement de la pompe η_p. ○ Nombre de tour par minute N_p ○ Longueur de la pompe ○ NPSH r | <p>2 29,4 94,04 15 69,3 2900 71 2,19</p> | <p>U m³/h m KW % tr/mn cm m</p> | Aspiration et refoulement des eaux de la bâche vers le réservoir de Bergougua. |
| 4 | <p>Collecteur d'aspirations :</p> <ul style="list-style-type: none"> ○ Longueur d aspiration ○ Diamètre d aspiration | <p>30 125</p> | <p>m mm</p> | |
| 5 | <p>Collecteur de refoulement :</p> <ul style="list-style-type: none"> ○ Longueur de refoulement ○ Diamètre de refoulement | <p>2000 110</p> | <p>m mm</p> | |
| 6 | <p>Type du moteur :(triphase 50Hz)</p> <ul style="list-style-type: none"> ○ Nombre de pôles ○ Rendement η_m ○ Tension U. ○ Puissance P_1. ○ Vitesse nominale N_m. | <p>2 95 400 15 2950</p> | <p>U % Volt KW tr/min</p> | Activité de la roue de la pompe. |



pour les valeurs de $\frac{z_{\max}}{z_0}$