

Higher National School of Hydraulic

The Library

Digital Repository of ENSH



المدرسة الوطنية العليا للري

المكتبة

المستودع الرقمي للمدرسة العليا للري



The title (العنوان):

Alimentation en eau potable de deux villages Talouderar et Draa L'Biedh commune de Khemis El Khachena (w. Boumerdes) .

The paper document Shelf mark (الشفرة) : 1-0024-15

APA Citation (APA توثيق):

Menasria, Amine (2015). Alimentation en eau potable de deux villages Talouderar et Draa L'Biedh commune de Khemis El Khachena (w. Boumerdes)[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Digital Repository of ENSH aims to limit scientific production, whether published or unpublished (theses, pedagogical publications, periodical articles, books...)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، مذكرات، مقالات، دوريات، كتب....) و بثه على الخط.

المستودع الرقمي للمدرسة مبني على المنصة المفتوحة و يتم إدارته من طرف مديرية 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 D'HYDRAULIQUE URBAINE

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option : ALIMENTATION EN EAU POTABLE

THEME :

**ALIMENTATION EN EAU POTABLE DE DEUX VILLAGES
TALOUDERAR ET DRAA L'BIEDH – COMMUNE DE
KHEMIS EL KHACHENA (W.BOUMERDES)**

PRESENTE PAR :

Mr : MENASRIA Amine.

Devant les membres du jury

| Noms et Prénoms | Grade | Qualité |
|-------------------------------------|--------------|----------------|
| M ^r . SALAH Boualem | Professeur. | Président |
| M ^{me} . AMMOUR Fadila | M.A.A. | Examinatrice |
| M ^{me} . CHENITI Naouel | M.A.A. | Examinatrice |
| M ^{me} . MOKRANE Ouahiba | M.A.A. | Examinatrice |
| M ^r . KHODJET KESBA Omar | Professeur. | Promoteur |

Septembre 2015

Remerciements

Je tiens tout d'abord à remercier mon DIEU le tout-puissant de m'avoir donné le courage et la volonté de terminer ce modeste travail.

Je tiens ensuite à remercier mes parents pour le soutien inconditionnel dont ils ont fait preuve depuis que mon travail est défini. Merci pour le soutien financier, moral, psychologique et matériel. Si je suis ici aujourd'hui, c'est grâce à vous!

Je souhaite aussi à remercier Mon promoteur Monsieur **KHODJET KESBA OMAR** pour tout le soutien, l'aide, l'orientation, la guidance qu'elle m'a apporté lors de la réalisation de mon mémoire.

Je veux bien entendu remercier également mes Enseignants de : primaire Alger plage ; CEM Alger plage ; lycée Bordj el Bahri ; EPSTA et ENSH pour leur contributions à ma formation

Je remercie aussi les membres de jury qui m'ont honoré par leur présence et qui vont juger mon travail

Je remercie également toutes les personnes qui, de près ou de loin, ont participé à L'élaboration de ce mémoire.

Enfin, je remercie mes amis et camarades de SCOUT ; EPSTA ; ENSH pour ces années passées Ensemble, dans les meilleurs moments comme dans les pires.

MENASRIA AMINE

DIDICASE

Je dédie ce modeste travail :

A l'esprit de mon père SAÏD

A ma chère maman FATMA,

A mes frères et Sœurs KAMAL, FARID, BILÉL, WALID, KHIRO, FATIHA,

HASSIBA et ASSIA

FOUAD ET MOHAMED

A AKREM et OUASSIM ET ABED EL MONIM

A mes frères ADEL, MAHFOUD, RABIE

*A mes amis LOTFI, TAKI, AMINE, CHAHRO, AMINE02, SIFO, YACINE,
ZOHIR, SALAH, Abed allatif, AISSA, ABED EL REZAK, ABED EL HAK,*

OUAHAB.....

A tout les scout de bordj el bahri et Alger

A tous mes amis sans exception

MENASRIA AMINE

ملخص :

تعرف **منطقتي تالاودرار والدرع لبيض** التابعتين لدائرة خميس الخشنة - ولاية بومرداس واللذان تتميزان بطابع جبلي صعب يعرف نموا ديموغرافيا كبيرا في السنوات الأخيرة لقربيهما من ولايتي الجزائر والبلدية، انعدام شبكة المياه الصالحة للشرب، وهذا ما دفعنا للعمل على تصميم نظام التزويد بالمياه الصالحة للشرب إنطلاقا من خزان مائي كبير يتواجد في المنطقة المجاورة سعته 5000 م³ بإستعمال نظام التزويد بالضح، مع تصميم جميع المنشآت الهيدروليكية اللازمة في ذلك من أجل ضمان وصول الماء للسكان.

Résumé:

Les régions de **TALAOUEDRAR et DRAA LEBIAD** reliées à la daïra de KHEMIS EL KHECHNA Wilaya de **BOUMERDES** et qui se caractérisent par un relief montagneux difficile connaissent un grand développement démographique durant ces dernières années dû à leur proximité des Wilayas d'Alger et de Blida. Ces régions souffrent de l'absence d'un réseau d'eau potable qui nous a poussé à concevoir un système d'alimentation en eau potable à travers un grand réservoir d'eau se trouvant dans une région voisine , et dans la capacité atteint 5000 m³ en utilisant un système de pompage, ceci en concevant toutes les installations nécessaires afin de garantir l'arrivée de l'eau aux habitants.

Abstract

The regions of **TALAOUEDRAR and DRAÂ LEBIAD** connected to the daïra of KHEMIS EL KHECHNA - Wilaya of **BOUMERDES** are characterized by difficult mountainous terrain enjoying great demographic development in recent years due to their proximity to the wilayas of Algiers and Blida, The lack of potable water system has led us to design a system for supplying drinking water through a large water tank that it is in a neighboring region, its ability reaches 5000 m³ using a pumping system, all of this by designing all facilities to ensure the arrival of water to residents.

SOMMAIRE

| | |
|---|----|
| INTRODUCTION GENERALE : | 1 |
| CHAPITRE I : PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE | |
| Introduction : | 2 |
| I.1.La situation géographique : | 2 |
| I.2. Situation climatique : | 4 |
| I.2.1. Climat : | 4 |
| I.2.2.Température : | 4 |
| I.2.3.Pluviométrie : | 4 |
| I.3. Relief et topographie : | 5 |
| I.4. sismicité : | 5 |
| I.5. Géologie : | 6 |
| I.6. Population : | 7 |
| I.6. situation hydraulique actuelle : | 8 |
| Conclusion | 8 |
| CHAPITRE II : ESTIMATION DES BESOINS EN EAU | |
| Introduction : | 9 |
| II .1. Estimation de la population à l'horizon d'étude : | 9 |
| II .2. Estimation des besoins en eau potable : | 11 |
| II .2.1. L'évaluation de la consommation moyen journalière : | 11 |
| II .2.1.1. Les besoins domestique : | 11 |
| II .2.1.1.1. Calcul des besoin domestique journaliere à l'horizon 2040 : | 12 |
| II .2.1.1.2. La majouration climatique: | 12 |
| II .2.1.2. les besoins d'équipement : | 13 |
| II .2.1.3. les besoins d'élevage : | 14 |
| II .3. La variation de consommation maximale et minimale journalière : | 16 |
| II .3.1. Consommation maximale journalière : | 16 |
| II .3.2. Consommation minimale journalière : | 16 |
| II .4. La variation des débits horaires : | 17 |
| II .4.1. Débit moyen horaire : | 17 |
| II .4.2. Consommation maimale horaire : | 17 |
| II .4.3. Consommation minimale horaire : | 18 |
| II .4.4. Evaluation de la consommation en fonction du nombre d'habitant : | 19 |
| Conclusion | 22 |

CHAPITRE III : ADDUCTION ET DISTRIBUTION

| | |
|---|----|
| Introduction : | 23 |
| III.1. Les conduites d'adduction : | 23 |
| III.1.1. Généralités :[2] | 23 |
| III.1.2. Types d'adduction : | 23 |
| III.1.2.1. Adduction gravitaire : | 23 |
| III.1.2.2. Adduction par refoulement : | 23 |
| III.1.2.3. Adduction mixte | 24 |
| III.2. Critère de choix de tracé : | 24 |
| III.3. Critère de matériaux : | 25 |
| III.4. Type d'écoulement : | 26 |
| III.4.1. Ecoulement à surface libre : | 26 |
| III.4.1. Ecoulement en charge : | 26 |
| III.5. Etude des variantes : | 26 |
| III.5.1. Proposition des variantes : | 26 |
| III.5.1.1. Variantes 1 : | 27 |
| III.5.1.2. Variantes 2 : | 27 |
| III.6. Dimensionnement de l'adduction par refoulement : | 28 |
| III.6.1. Diamètre économique : | 29 |
| III.6.2. Choix de la gamme de diamètre : | 29 |
| III.6.3. Hauteur manométrique totale : | 29 |
| III.6.4. Puissance de pompage : | 30 |
| III.6.5. Energie consommée par la pompe : | 31 |
| III.6.6. Dépense annuelle de l'énergie : | 32 |
| III.6.7. Amortissement annuel : | 32 |
| III.6.8. Détermination de diamètre économique de la conduite de refoulement : | 33 |
| III.6.8.1. Calcul des frais d'exploitation (SP1 – Rc) : | 33 |
| III.6.8.2. Calcul des frais d'investissement (SP1 – Rc) : | 34 |
| III.6.8.3. Calcul des frais d'exploitation (SP2 – Rd) : | 35 |
| III.6.8.4. Calcul des frais d'investissement (SP2 – Rd) : | 38 |
| III.7. Equipement en lignes : | 39 |
| III.7.1. Les ventouses : | 41 |
| III.7.2. Les vannes : | 41 |
| III.7.2.1. Robinet vanne : | 41 |
| III.7.2.2. Robinet papillon : | 41 |

| | |
|--|----|
| III.7.3. Les ouvrages spéciaux : | 42 |
| III.8. La distribution : | 43 |
| III.8.1. classification des réseaux de distribution: | 43 |
| III.8.1.1. réseau ramifié | 43 |
| III.8.1.2. réseau maillé | 43 |
| III.8.1.3. réseau étagé | 43 |
| III.8.2. choix du système de distribution: | 44 |
| III.8.3. principe du tracé du réseau ramifié: | 44 |
| III.8.4. choix du matériau de conduite: | 44 |
| III.8.5. dimensionnement du réseau: | 44 |
| Conclusion : | 44 |

CHAPITRE IV : ETUDE DES RESERVOIRS

| | |
|--|----|
| Introduction | 45 |
| IV.1. définition d'un réservoir : | 45 |
| IV .2. Roles des réservoirs : | 45 |
| IV .3. classification des réservoirs : | 46 |
| IV .4. Choix du réservoirs : | 46 |
| IV .5. Emplacement des réservoirs : | 46 |
| IV .6. Equipement des réservoirs : | 47 |
| III.6.1. Equipement hydraulique des réservoirs : | 47 |
| III.6.1.1. Conduite d'arrivée : | 47 |
| III.6.1.2. Conduite de départ : | 47 |
| III.6.1.3. Conduite de trop plein : | 47 |
| III.6.1.4. Conduite de vidange : | 48 |
| III.6.1.5. Conduite by-pass : | 48 |
| III.6.1.6. Matrérialisation de la réserve d'incendie : | 48 |
| III.6.2. Equipement de nettoyage : | 49 |
| IV .7. Entretien des réservoirs : | 49 |
| IV .8. Hygiène et sécurité : | 49 |
| IV .9. Capacités des réservoirs : | 50 |
| III.9.1. Méthode analytique : | 51 |
| IV .10. Dimensionnement du réservoir de DRAA L'BIEDH (R. de compensation) : | 53 |
| III.10.1. Calcul de la section de la cuve de réservoir : | 53 |
| III.10.2. Calcul de diamètre de la cuve de réservoir : | 53 |
| III.10. 3. Calcul de la hauteur d'incendie : | 53 |
| IV .11. Dimensionnement du réservoir de TALOUIDERAR : | 54 |

| | |
|--|----|
| III.11.1. Calcul de la section de la cuve de réservoir : | 55 |
| III.11.2. Calcul de diamètre de la cuve de réservoir : | 55 |
| III.11. 3. Calcul de la hauteur d'incendie : | 55 |
| IV .12. Caractéristique de réservoir d'alimentation : | 56 |
| Conclusion : | 56 |

CHAPITRE V : POMPES ET STATIONS DE POMPAGE

| | |
|---|----|
| Introduction : | 57 |
| V.1. Définition : | 57 |
| V.2. Couplage des pompes : | 57 |
| V.3. Choix du type de pompe : | 57 |
| V.4. Choix du nombre de pompe : | 58 |
| V.5. Choix du nombre de pompes selon CAPRARI (SP1) : | 58 |
| V.5.1. Fiche technique de la pompe choisie..... | 59 |
| V.6. Courbes caractéristiques des pompes choisies : | 59 |
| V.7. Point de fonctionnement d'une pompe : | 60 |
| V.7.1. courbe caractéristique de la conduite | 61 |
| V.8. Mode de réglage : | 61 |
| V.9. choix du moteur électrique : | 63 |
| V.9.1. critères du choix du moteur électrique : | 65 |
| V.9.2. caractéristique du moteur choisi : | 65 |
| V.10. Etude de la cavitation : | 65 |
| V.10.1. Détermination de la hauteur admissible d'aspiration : | 67 |
| V.11. choix du nombre de collecteur d'aspiration et leur dimensions : | 68 |
| V.11.1. Conduite d'aspiration : | 68 |
| V.11.2. Vérification de la vitesse : | 69 |
| V.12. Rendement de la station de pompage : | 69 |
| V.13. Batiment de la station de pompage SP1 : | 70 |
| V.13.1. Type de bâtiment de la station de pompage : | 70 |
| V.13.2. Construction du bâtiment : | 70 |
| V.13.3. Choix du type du bâtiment : | 70 |
| V.13.4. Partie superieur du bâtiment de la station de pompage (SP1) : | 71 |
| V.13.4.1. Les hauteur recommandées pour les bâtiments : | 71 |
| V.13.4.1. Les longueur recommandées pour les bâtiments : | 71 |
| V.13.5 Dimensionemnt de la station de pompage (SP1) : | 72 |
| V.13.5.1. hauteur du bâtiment : | 72 |
| V.13.5.2. Longueur du bâtiments : | 72 |

| | |
|---|----|
| V.13.5.3. largeur recommandées pour les bâtiments : | 73 |
| V.13.5.4. Distance entre les pompe et groupe électrique : | 73 |
| V.13.5.5. Calcul du nombre du fenêtrés : | 74 |
| V.13.5.6. Bureau de chef d'exploitation : | 74 |
| V.14. Choix du nombre de pompes selon CAPRARI (SP2) : | 74 |
| V.14.1. Fiche technique de la pompe choisie..... | 75 |
| V.14.2 Courbes caractéristiques des pompes choisies : | 77 |
| V.14.3 Point de fonctionnement de la pompe : | 77 |
| V.14.4 Dimensions de la pompe PM100/8A : | 78 |
| V.14.3 Caractéristique du moteur : | 78 |
| V.15. Etude de la cavitation : | 79 |
| V.16. Dimensions du bâtiment SP2 : | 79 |
| V.17. Rendement de la station de pompage SP2 : | 80 |
| Conclusion : | 80 |

CHAPITRE VI : PROTECTION DES CONDUITES

| | |
|---|----|
| INTRODUCTION : | 81 |
| VI.1. Protection des conduites contre le coup de bélier : | 81 |
| VI.1.1. Les cause du coup de bélier : | 81 |
| VI.1.2. Les risques dus au coup de bélier : | 81 |
| V.1.2.1. Fortes pression : | 81 |
| V.1.2.2. pression négative : | 81 |
| V.1.2.3. Fatigue de la conduite : | 82 |
| VI.2. Discription des phénomènes physiques : | 82 |
| VI.3. Les dispositifs de protèction de la conduite contre le coup de bélier : | 83 |
| VI.4. calcul des reservoir d'air : | 85 |
| VI.5. Calcul du coup de bélier eT dimensionement du réservoir d'air : | 85 |
| VI.5.1. La célérité d'ondes : | 85 |
| VI.5.2. Calcul du volume du réservoir d'air par la méthode de vibert : | 86 |
| VI.5.3. Interprétation des résultats : | 87 |
| VI.5.4. Calcul du volume du réservoir d'air par PUECH et MEUNIER : | 90 |
| VI.6. Protèction des conduites contre la corrosion : | 90 |
| VI.6.1. Définition : | 90 |
| VI.6.2. Protèction des conduite : | 90 |
| Conclusion : | 90 |

CHAPITRE VII : POSE DE CANALISATION ET ACCESSOIRES

| | |
|--|-----|
| Introduction : | 91 |
| VII.1. Pose de canalisation : | 91 |
| VII.1.1. Principe de pose de canalisations : | 91 |
| VII.1.2. Actions reçues par les conduites : | 92 |
| VII.1.3. Pose de canalisation dans un terrain ordinaire : | 92 |
| VII.1.4. Pose de canalisation dans un terrain peu consistant : | 93 |
| VII.1.5. Pose de canalisation dans un terrain mouillé : | 93 |
| VII.1.6. Pose de canalisation en galerie : | 93 |
| VII.1.7. Pose en pente : | 94 |
| VII.1.8. Croisement des réseaux : | 95 |
| VII.1.9. Les règles de sécurités : | 95 |
| VII.2. Accessoires : | 96 |
| VII.2.1. Vanne de séctionement : | 96 |
| VII.2.2. Les ventouses : | 97 |
| VII.2.3. Vidange : | 98 |
| VII.2.4. Les organes de raccordement : | 98 |
| VII.2.5. By-pass : | 99 |
| VII.2.6. Organe de mesures : | 99 |
| V.2.6.1. Mésure de débit : | 99 |
| V.2.6.2. Mésure de préssion : | 99 |
| VII.3. liaison avec les appareils hydrauliques : | 99 |
| VII.4. Transition avec d'autre matériaux : | 100 |
| Conclusion : | 101 |

CHAPITRE VIII : ORGANISATION DU CHANTIER

| | |
|---|-----|
| Introduction : | 102 |
| VIII.1. Différents traveaux à entreprendre : | 102 |
| VIII.1.1. Travaux concernant l'adduction : | 102 |
| VIII.1.1.1. Exucution des tranchées : | 102 |
| VIII.1.1.2. Pose de lit de sable : | 102 |
| VIII.1.1.3. Pose des conduites : | 102 |
| VIII.1.1.4. Epreuve des joints et des canalisation : | 102 |
| VIII.1.1.5. Remblaiage des tranchées : | 102 |
| VIII.1.1.6. Nivellement et compactage : | 102 |
| VII.1.2. Travaux concernant les stations de pompage : | 102 |

| | |
|---|------------|
| VIII.2. Calcul des volumes des travaux de l'adduction | 103 |
| VIII.2.1. déblais d'excavations | 103 |
| VIII.2.2. Lit de sables | 105 |
| VIII.2.3. Volume d'enrobages | 105 |
| VIII.2.4. Volume remblai compacté | 105 |
| VIII.3. Volumes des travaux des deux stations de pompage | 106 |
| VIII.4. Volumes des travaux du réseau de distribution | 106 |
| VIII.5. Estimation du coût total du projet | 107 |
| VIII.5.1. Estimation du coût de pose de canalisation de l'adduction | 107 |
| VIII.5.2. Estimation du coût de deux saturation de pompage | 107 |
| VIII.5.3. Estimation du coût de pose du réseau de distribution | 108 |
| VIII.5.4. Estimation du coût total du projet | 108 |
| VIII.6. Choix des engins | 109 |
| VIII.7. Planification des travaux | 110 |
| VIII.7.1. Station de pompage | 111 |
| VIII.7.2. Adduction | 112 |
| VIII.7.3. Réservoirs | 112 |
| VIII.7.4. Réseaux de distribution | 113 |
| VIII.7.5. La durée totale de projet | 113 |
| VIII.8. Protection et sécurité de travail | 113 |
| VIII.8.1. Les causes principales | 113 |
| VIII.8.2. Prévention | 113 |
| Conclusion | 114 |
| CONCLUSION GENERALE | 116 |

LISTE DES TABLEAUX

CHAPITRE I : PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

| | |
|--|---|
| <i>Tableau I.1 : la répartition mensuelle moyenne de la pluie.</i> | 4 |
| <i>Tableau I.2 : Répartition de la population en 2008</i> | 7 |

CHAPITRE II : ESTIMATION DES BESOINS EN EAU

| | |
|--|----|
| <i>Tableau II.1: Répartition de la population à l'horizon 2040</i> | 10 |
| <i>Tableau II.2 : la topologie des agglomérations selon le nombre d'habitants.</i> | 11 |
| <i>Tableau II.3: Dotation unitaire moyenne journalière.</i> | 12 |
| <i>Tableau II.4: tableau récapitulatif des besoins moyens journaliers.</i> | 12 |
| <i>Tableau II.5: coefficients de majoration climatique</i> | 13 |
| <i>Tableau II.6: coefficients de majoration selon la typologie</i> | 14 |
| <i>Tableau II.7: débits d'équipement</i> | 14 |
| <i>Tableau II.8: les besoins d'élevage</i> | 15 |
| <i>Tableau II.9: tableau récapitulatif des consommations journalières de la zone d'étude</i> | 15 |
| <i>Tableau II.10: Les consommations journalière de la zone d'étude avec perte</i> | 15 |
| <i>Tableau II.11: la consommation maximale journalière.</i> | 16 |
| <i>Tableau II.12: La consommation minimale journalière</i> | 17 |
| <i>Tableau II.13: variation de B_{max} en fonction du nombre d'habitation</i> | 18 |
| <i>Tableau II.14: variation de B_{min} en fonction du nombre d'habitation.</i> | 18 |
| <i>Tableau II.15: Calcul des consommations horaires max et min</i> | 19 |
| <i>Tableau II.16: Variation du débit horaires.</i> | 20 |

CHAPITRE III : ETUDE D'ADDUCTION ET DE DISTRIBUTION

| | |
|---|----|
| <i>Tableau III.1: Analyse des variantes</i> | 28 |
| <i>Tableau III.2: variation journalière des tarifs de l'énergie.</i> | 32 |
| <i>Tableau III.3: variation de la HMT en fonction du diamètre SP1.</i> | 34 |
| <i>Tableau III.4: Calcul de frais d'exploitation en fonction du diamètre SP1.</i> | 35 |

| | |
|---|-----------|
| <i>Tableau III.5:cout de lit de sable d'une conduite pour un mètre linéaire.</i> | <i>35</i> |
| <i>Tableau III.6:calcul de frais de pose d'une conduite pour un mètre linéaire.</i> | <i>36</i> |
| <i>Tableau III.7: Variation des frais d'investissement en fonction du diamètre.....</i> | <i>36</i> |
| <i>Tableau III.8: bilan des frais d'investissement et d'exploitation SP1.</i> | <i>37</i> |
| <i>Tableau III.9: variaion des HMT en fonction du diamètre SP2.</i> | <i>38</i> |
| <i>Tableau III.10:variation des dépense annuelles d'exploiation en fonction du diamètre.</i> | <i>38</i> |
| <i>Tableau III.11: c de lit de sable d'une conduite pour un mètre linéaire</i> | <i>39</i> |
| <i>Tableau III.12:Calcul des frais de pose d'une conduite pour un mètre linéaire.....</i> | <i>39</i> |
| <i>Tableau III.13:variation ddes frais d'investsissement en fonction du diamètre SP2.</i> | <i>40</i> |
| <i>Tableau III.14:Bilan des frais d'exploitation et d'investissement SP2.....</i> | <i>40</i> |
| <i>Tableau III.15: bilan général des frais d'investsissement et d'exploitation.</i> | <i>42</i> |

CHAPITRE IV : LES RESERVOIRS

| | |
|---|-----------|
| <i>Tableau IV.1 : Estimation de la capacité de réservoir de DRAA l'BIEH analytiquement</i> | <i>52</i> |
| <i>Tableau IV.2: caractéristique du réservoir de compensation.....</i> | <i>54</i> |
| <i>Tableau IV.3: Estimation de la capacité de réservoir de TALOUDERAR analytiquement</i> | <i>54</i> |
| <i>Tableau IV.4: caractéristique du réservoir de distribution de TALOUDERAR.</i> | <i>56</i> |
| <i>Tableau IV.5: .caractéristique du réservoir d'alimentation</i> | <i>56</i> |

CHAPITRE V : POMPE ET STATION DE POMPAGE

| | |
|---|-----------|
| <i>Tableau V.1: Variante pour le choix du nombre de pompe.</i> | <i>58</i> |
| <i>Tableau V.2: Variation de la tension de vapeur d'eau en fonction de la température</i> | <i>67</i> |
| <i>Tableau V.3: choix type de batiment.</i> | <i>71</i> |
| <i>Tableau V.4: dimenstions de la satation de pompage SP1.</i> | <i>74</i> |
| <i>Tableau V.5: Variante pour le choix du nombre de pompes SP2.</i> | <i>75</i> |
| <i>Tableau V.6: dimensions de la Station de pompage SP2.....</i> | <i>80</i> |

CHAPITRE VI : PROTECTION DES CONDUITES CONTRE LE COUP DE BELIER ET LA CORROSION

| | |
|--|----|
| <i>Tableau VI.1: comparaison entre les différents moyens de lutte contre le coup de bélier.</i> | 85 |
| <i>Tableau VI.2: Calcul de célérité d'onde de la conduite de refoulement.</i> | 87 |
| <i>Tableau VI.3: Calcul de volume de réservoir d'air.</i> | 88 |

CHAPITRE VII : POSE DE CANALISATION ET ACCESSOIRES

| | |
|--|----|
| <i>Tableau VII.1: profondeurs et couleurs des grillages.</i> | 96 |
| <i>Tableau VII.2: le choix de la ventouse en fonction du diamètre de la conduite.</i> | 97 |

CHAPITRE VIII : ORGANISATION DE CHANTIER

| | |
|--|-----|
| <i>Tableau VIII.1: calcul de déblai de l'adduction (SP1 – Rc).</i> | 104 |
| <i>Tableau VIII.2: calcul de déblai de l'adduction (SP2 – Rd).</i> | 104 |
| <i>Tableau VIII.3: calcul volume de lit de sable de l'adduction.</i> | 105 |
| <i>Tableau VIII.4: calcul volume d'enrobage de l'adduction.</i> | 105 |
| <i>Tableau VIII.5: calcul de Remblai compacté de l'adduction.</i> | 105 |
| <i>Tableau VIII.6: Les volume des stations de pompage SP1 et SP2.</i> | 106 |
| <i>Tableau VIII.7: les volume de réseau de distribution des deux villages.</i> | 106 |
| <i>Tableau VIII.8: Estimation de cout de pose de canalisation de l'adduction.</i> | 107 |
| <i>Tableau VIII.9: Estimation de cout de pose de deux stations de pompage.</i> | 107 |
| <i>Tableau VIII.10: Estimation de cout de réseau de distribution.</i> | 108 |
| <i>Tableau VIII.11: Estimation de cout total de projet.</i> | 108 |
| <i>Tableau VIII.12: Travaux pour les stations de pompage.</i> | 111 |
| <i>Tableau VIII.13: Travaux pour l'adduction.</i> | 112 |
| <i>Tableau VIII.14: Travaux pour les réservoirs.</i> | 112 |
| <i>Tableau VIII.15: Travaux pour le réseau.</i> | 113 |

LISTE DES FIGURES

CHAPITRE I : PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

| | |
|---|----------|
| <i>Figure I.1 : limites admistrative de la wilaya de BOUMERDES.....</i> | <i>2</i> |
| <i>Figure I.2: carte de situation du projet.....</i> | <i>3</i> |
| <i>Figure I.3 : carte de situation du projet.....</i> | <i>3</i> |
| <i>Figure I.4 : la répartition des pluies et de températyre 2014.....</i> | <i>4</i> |
| <i>Figure I.5: la carte pluviométrique du nord de l'Algérie.</i> | <i>5</i> |
| <i>Figure I.6: la carte de zonage sismique du territoire national.....</i> | <i>6</i> |
| <i>Figure I.7: la carte géologique du Mitidja</i> | <i>7</i> |
| <i>Figure I.8: répartition des habitants de khemis el khachena en 2008.....</i> | <i>8</i> |

CHAPITRE II : ESTIMATION DES BESOINS EN EAU

| | |
|--|-----------|
| <i>Figure II.1: Répartition et l'évolution des habitants.</i> | <i>10</i> |
| <i>Figure II.2:histogramme de la consommation de l'agglomération</i> | <i>21</i> |
| <i>Figure II.3: histogramme de la consommation total.</i> | <i>21</i> |

CHAPITRE III :ETUDE D'ADDUCTION ET DE DISTRIBUTION

| | |
|--|-----------|
| <i>Figure III.1 : Bilan total en fonction du diamètre (SP1-Rc)</i> | <i>37</i> |
| <i>Figure III.2 : Bilan total en fonction du diamètre (SP2-Rd).</i> | <i>40</i> |

CHAPITRE IV : LES RESERVOIRS

| | |
|---|-----------|
| <i>Figure IV.1:schéma d'un réservoir.....</i> | <i>50</i> |
|---|-----------|

CHAPITRE V : POMPE ET STATION DE POMPAGE

| | |
|---|-----------|
| <i>Figure V.1: les dimensions de la pompe PM65/7A.....</i> | <i>59</i> |
| <i>Figure V.2: les courbes caractéristiques de la pompe PM65/7A</i> | <i>60</i> |
| <i>Figure V.3: point de fonctionnement de la pompe de type PM65/7A.....</i> | <i>62</i> |
| <i>Figure V.4: les démensions de la pompe et moteur électrique</i> | <i>66</i> |
| <i>Figure V.5: les courbes caractéristiques de la pompe PM100/10A.</i> | <i>76</i> |

| | |
|---|----|
| <i>Figure V.6: point de fonctionnement de la pompe de type PM100/10A.</i> | 77 |
| <i>Figure V.7: les dimensions de la pompe PM100/10A.</i> | 78 |

CHAPITRE VI : PROTECTION DES CONDUITES

| | |
|--|----|
| <i>Figure VI.1: Réservoir hydropneumatique.</i> | 83 |
| <i>Figure VI.2: catalogue CHARLATTE pour le calcul du réservoir d'air.</i> | 89 |
| <i>Figure VI.3: installation du réservoir d'air.</i> | 89 |

CHAPITRE VII : POSE DE CANALISATION

| | |
|--|-----|
| <i>Figure VII.1 : les actions reçues par les conduites</i> | 92 |
| <i>Figure VII.2 : Pose de canalisation en terrain ordinaire.</i> | 92 |
| <i>Figure VII.3 : Pose de canalisation en terrain peut consistant</i> | 93 |
| <i>Figure VII.4 : principe de pose de canalisation en terrain mouillé.</i> | 93 |
| <i>Figure VII.5 : pose de canalisation dans une galerie.</i> | 94 |
| <i>Figure VII.6 : La pose en pente.</i> | 94 |
| <i>Figure VII.7 :le croisement des réseaux.</i> | 95 |
| <i>Figure VII.8 : type de ventouses.</i> | 97 |
| <i>Figure VII.9 : clapet anti retour.</i> | 98 |
| <i>Figure VII.10 : organes de mesure de débit</i> | 99 |
| <i>Figure VII.11 : assemblage bride à bride.</i> | 100 |
| <i>Figure VII.12 : assemblage par joint Gibault.</i> | 100 |

CHAPITRE VIII : ORGANISATION DU CHANTIER

| | |
|---|-----|
| <i>Figure VIII.1 : pelle équipé en rétro.</i> | 110 |
|---|-----|

Liste des planches

Planche N°1 : levé topographique de la zone et tracé

Planche N°2 : Plan et coupe de la station de pompage SP1

Planche N°3 : schéma synoptique de l'adduction

Planche N°4 : Plan et coup du réservoir de distribution

Planche N°5 : Profil en long de l'adduction

Planche N°6 : Profil en long du réseau de distribution

Introduction générale

INTRODUCTION GENERALE

L'eau, cette or bleu que tant de populations méprise et que d'autre convoite, c'est une ressource offerte par le bon dieu aux êtres vivants sur terre, rien ne se développe sans elle et elle est indéniablement la source de toute vie sur terre, certainement nous ne nous rendons pas compte de son importance que lorsqu'elle vient a manquer.

Le projet d'alimentation en eau potable des deux villages TALAOUDRAR et DRAA L'ABIADH relevant de la commune de KHEMIS EL KHACHENA Wilaya de BOUMERDES est parmi les nombreux projets initié par l'état Algérien pour approvisionner les populations en eau potable et amélioré leur qualité de vie.

Cette étude consiste à transférer de l'eau à partir de réservoirs de 5000 m³ vers les deux réservoirs des villages TALAOUDRAR et DRAA L'ABIADH a projeter, Afin de satisfaire leur besoin en eau.

Pour se faire nous avons suivi un plan bien précis qui est de

- présenter la zone d'étude et collecter les données nécessaires pour aborder le travail.
- Estimer les besoins en eau potable permettant le calcul des besoins de l'ensemble.
- étudier le système de transfert et ses systèmes annexes (réservoir, station de pompage, anti bélier ...)

Chapitre I

Présentation de la zone d'étude

Introduction :

Dans ce chapitre nous nous intéressons à la présentation générale de la zone d'étude en se basant sur la situation géographique, climatique, géologique, démographique et les ressources en eau actuelle.

I.1. Situation géographique

La commune de **KHEMIS EL KHECHNA** est située à l'ouest de la wilaya de BOUMERDES faisant partie de la Daïra de **KHEMIS EL KHECHNA** qui compte quatre (04) communes issues du découpage administratif de 1984. elle s'étend sur une superficie de 81,92 Km², elle est délimitée par :

Au Nord : les communes d'OULED HEDDADJ, REGHAIA et ROUIBA

A l'Est : les communes de OULED MOUSSA et LARBATACHE

Au Sud : la wilaya de BOUIRA.

A l'Ouest : les communes de HAMMADI et MEFTAH de la wilaya de BLIDA.

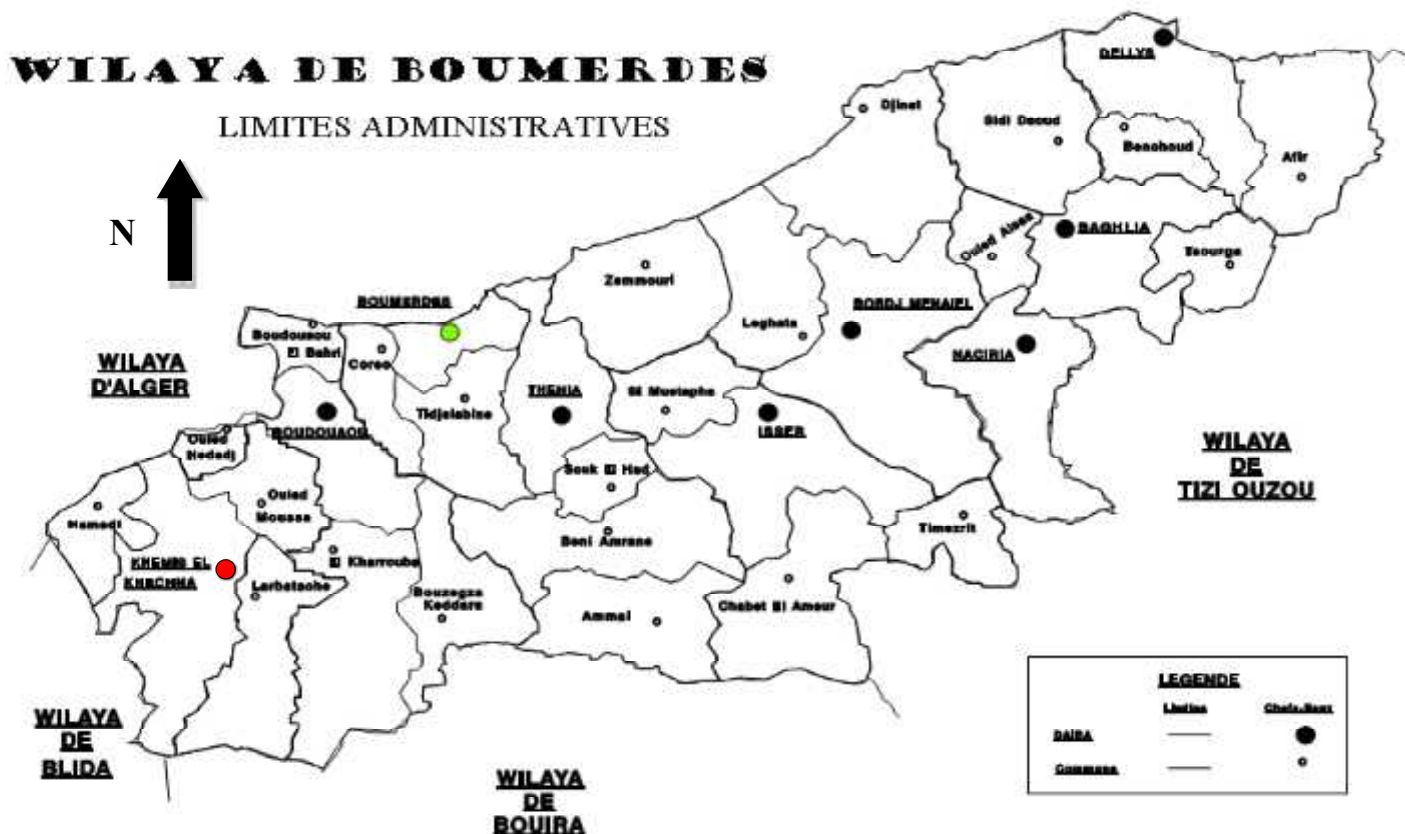


Figure I.1: limites administratives de la wilaya de BOUMERDES

Coordonnées géographiques :

Latitude : 35° 38' 56'' N

Longitude : 3° 19' 44'' E

Les zones concernées par l'étude sont : TALAOUDDRAR, DRAA LABIAD, ces agglomérations appartiennent à la commune de KHEMIS EL KHECHNA et se situent au sud du chef lieu le long du chemin de wilaya CW48 reliant le chef lieu de la commune à DJBABRA



Figure I.2 : situation administrative de khemis el khechna



Figure I.3 : carte de situation du projet

I.2. Situation climatique

I.2.1. Climat

Du point de vue climatique la zone est influencée par la frange littorale ; bénéficiant ainsi de l'effet adoucissant de la mer.

I.2.2. Température

La température moyenne du mois le plus frais est de 10°C et celle du mois le plus chaud est de 34°C. Elles correspondent respectivement au mois de janvier et d'Aout. La température moyenne est de 20.25°C

I.2.3. Pluviométrie

Chaque année, les précipitations sont en moyenne de 671mm, des précipitations moyennes de 2mm font du mois de juillet le mois le plus sec. Une moyenne de 115mm fait du mois de décembre le mois ayant le plus de précipitation.

D'après les données fournies par L'ANRH Blida, la répartition des pluies est représentés sur le tableau suivant :

Tableau I.1 : la répartition mensuelle moyenne de la pluie (mm) [1980 – 2014]

| Mois | Jan | Fév | Mars | Avril | Mai | Juin | Juil | Aout | Sep | Oct | Nov | Déc |
|------------------|-----|-----|------|-------|-----|------|------|------|-----|------|-----|-----|
| Pmoy (mm) | 98 | 77 | 70 | 52 | 40 | 13 | 2.3 | 3.5 | 33 | 70.3 | 98 | 115 |

Source : (ANRH) Blida 2014

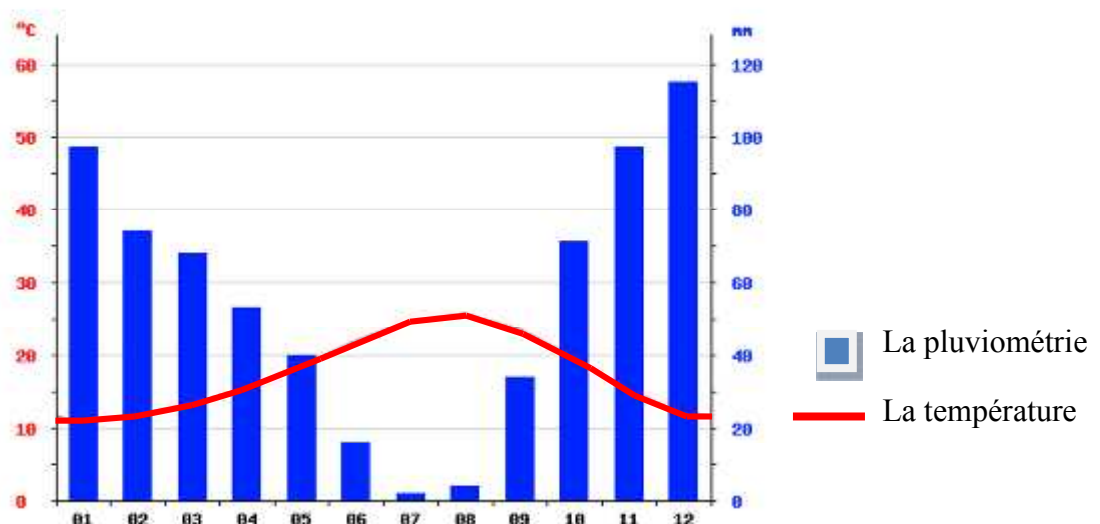




Fig I.4: la répartition des pluies et de température

-  Saison pluvieuse de Novembre à Février.
-  Saison sèche de juin, juillet et Aout.

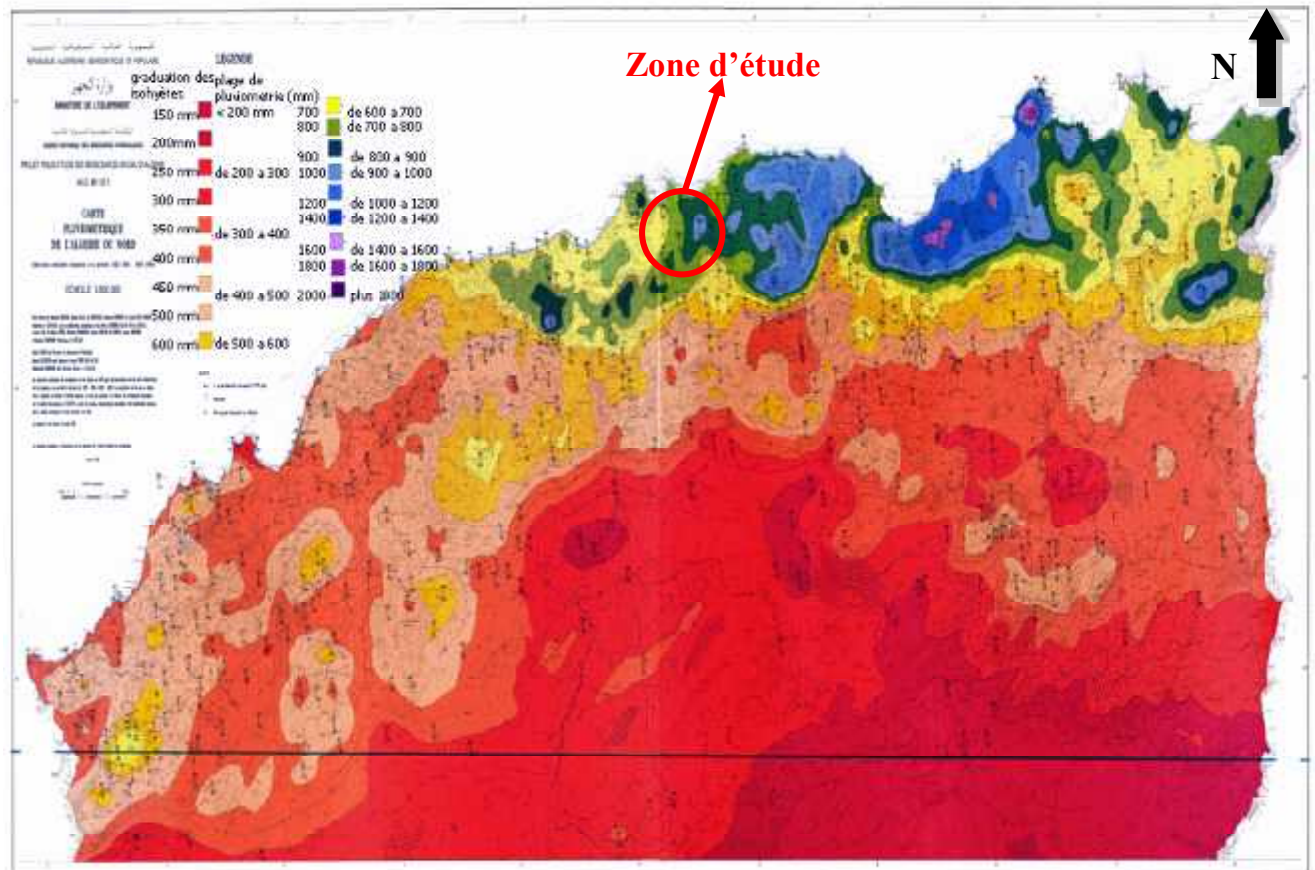


Figure.I.5 Carte pluviométrique de nord de l'Algérie (Site ANRH)

I.3. Relief et topographie

La commune de KHEMIS EL KHACHENA se divise du point de vue géomorphologique en deux ensembles, le premier ensemble est constitué par la plaine orientale de la Mitidja et le deuxième ensemble par une zone montagneuse.

La zone d'étude est formée par une partie montagneuse représente 1/3 de la superficie totale communale, Nous remarquons d'après la carte topographique que le terrain est accidenté et les altitudes varient entre 300 et 600 mètre.

Notons que le risque de glissement de terrain est très important et ce à cause de la pente importante.

I.4. Sismicité

Selon l'échelle de Richter qui compte neuf degrés, la magnitude 7.5 peut causer des dégâts importants aussi bien matériels qu'humains. Le séisme de Mai 2003 est une illustration des capacités de destruction et de l'ampleur des dégâts causés par ce phénomène tectonique.

Le règlement parasismique algérien élaboré en 2003(R.P.A) classe la zone d'Alger « notre zone d'étude appartient au même zone » dans la zone II b, qualifié de moyenne sismicité.



Figure I.6: carte de zonage sismique du territoire national

I.5. Géologie :

La zone d'étude est située dans la partie centrale de l'Algérie septentrionale des montagnes appartenant à l'atlas Blidéen.

D'après les données de l'ANRH et selon les cartes de **L'ARBAA** et **MEFTHAH**, nous remarquons l'existence d'une série composée de :

- ✚ Roches schisteuses : cette roche a une résistance très faible, ce qui nécessite une urbanisation très prudente.
- ✚ Roches calcaires : cette roche à une résistance forte.
- ✚ Poudingue : c'est une roche sédimentaire apparaissant dans le contrebas de Djebel RAS HARROUR, c'est une roche dure.

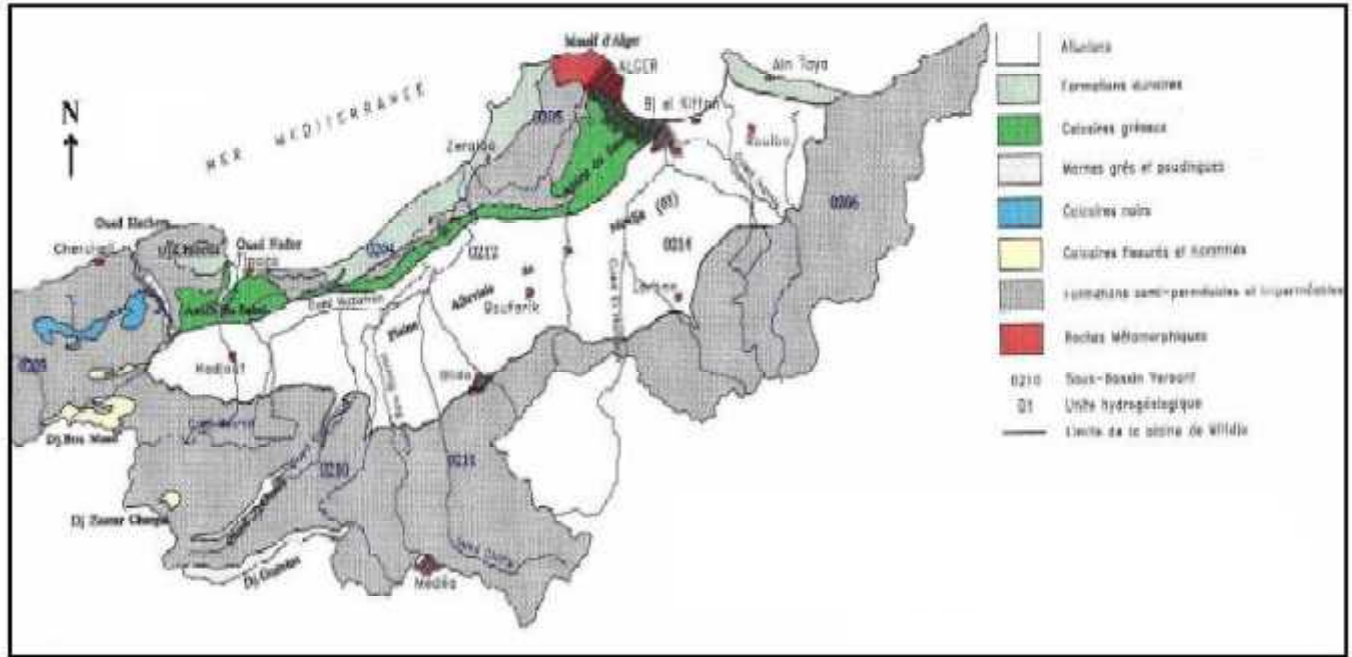


Figure I.7: carte géologique de la Mitidja

I.6. Population

Au dernier recensement effectué en 2008 la commune atteignait les 76475 habitants (d'après l'APC de KHEMIS EL KHECHNA)

La zone d'étude atteignait les 4558 habitants en 2008 répartie comme suit :

Tableau I.2 : tableau de répartition de la population en 2008

| La ville | Village | Nombre d'habitant (en 2008) |
|-------------------|---------------|-----------------------------|
| Khemis el Khechna | Talaoudrar | 2935 |
| | Draa labiadh | 1623 |
| | Ouled Ali | 46965 |
| | Si Sarhane | 4499 |
| | 600 log | 3917 |
| | 300 log EPLF | 2058 |
| | 290 log | 1787 |
| | Chareb Aoudou | 5365 |

Source : APC KEK

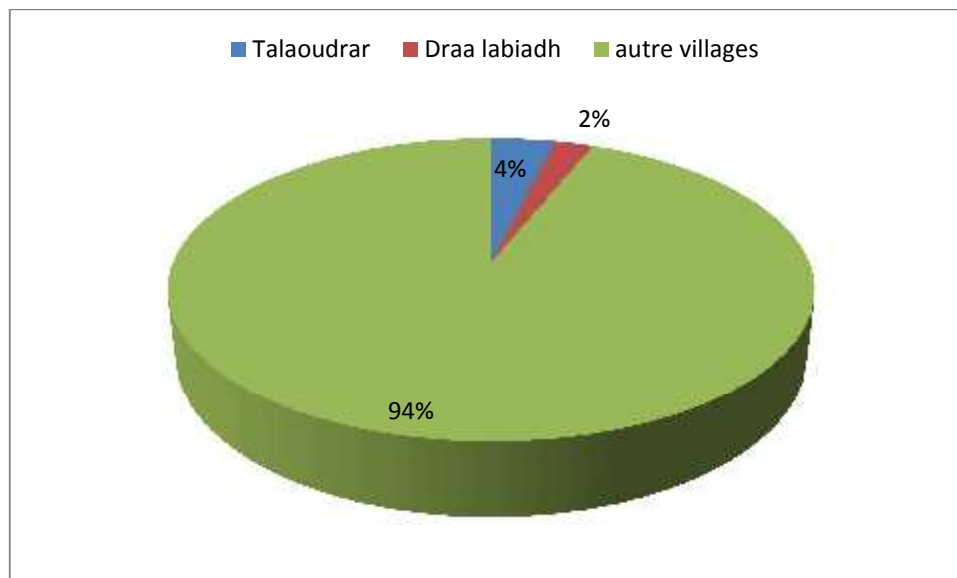


Figure I.8: Répartition des habitants de KHEMIS EL KHECHNA(en 2008)

I .7. Situation hydraulique actuelle

Le réservoir d'alimentation 5000 m^3 situé à BADRE EDDINE est alimenté à partir du barrage de TAKSEPT. Par une conduite de refoulement de $\text{Ø } 400 \text{ mm}$ en fonte dans le cadre du transfert et raccordement au système de production et extension des réseaux d'AEP avec renforcement des capacités de stockage à partir du barrage de TAKSEPT.

Actuellement TALAOUDRAR s'approvisionne à partir d'une source d'un débit de 4 l/s refoulé vers un réservoir de 50 m^3 , la distribution se fait par une conduite en acier de $\text{Ø } 100 \text{ mm}$.

D'après les l'enquête qui a été effectuée pendant le stage pratique du 20 au 30 Mars 2015. Nous avons remarqué que les ouvrages et les accessoires sont défectueux et même les tronçons de distribution, et la source est pratiquement sèche en période d'été selon les habitants.

Conclusion

Dans ce chapitre nous avons présenté un aperçu sur la zone concernée du point de vue topographie, climatologique, démographique ainsi que la situation hydraulique actuelle pour l'élaboration de notre projet.

Chapitre II

Estimation des besoins en eau

Introduction :

Les besoins en eau potable d'une agglomération dépendent du mode de vie de la population. Le calcul des besoins que se soit pour l'agglomération ou l'agriculture, exige une fixation impérative des normes de consommations unitaires qui doivent rester valables tant que les critères, qui ont contribué à l'établissement de ces normes restent inchangés.

En règle générale, les normes objectives résultent de l'adéquation des critères sociopolitiques et socioéconomiques, qui procèdent à la fois de :

la volonté politique du pouvoir public qui fixe pour chaque période de planification les objectifs qualitatifs et quantitatifs.

des ressources en eau susceptibles d'être mobilisées pour satisfaire qualitativement et quantitativement, les besoins en eau pour la consommation.

Nous pouvons dire que l'évaluation des besoins en eau potable que nous citerons ci après, nous permet de connaître la consommation journalière et de dimensionner les ouvrages hydrauliques nécessaires. Ce qui entraîne dans ce chapitre le calcul des besoins pour un horizon d'étude de 2040.

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

Le nombre de la population est estimé sur la base des statistiques relatives à la population correspondante au résultat du recensement général de la population et de l'habitat (RGPH) de 2008 selon la relation des croissances continus donnée par la relation suivante :

$$P_n = P_0 \times (1 + \tau)^n \quad (\text{II.1})$$

P_n : population à l'horizon de calcul(2040).

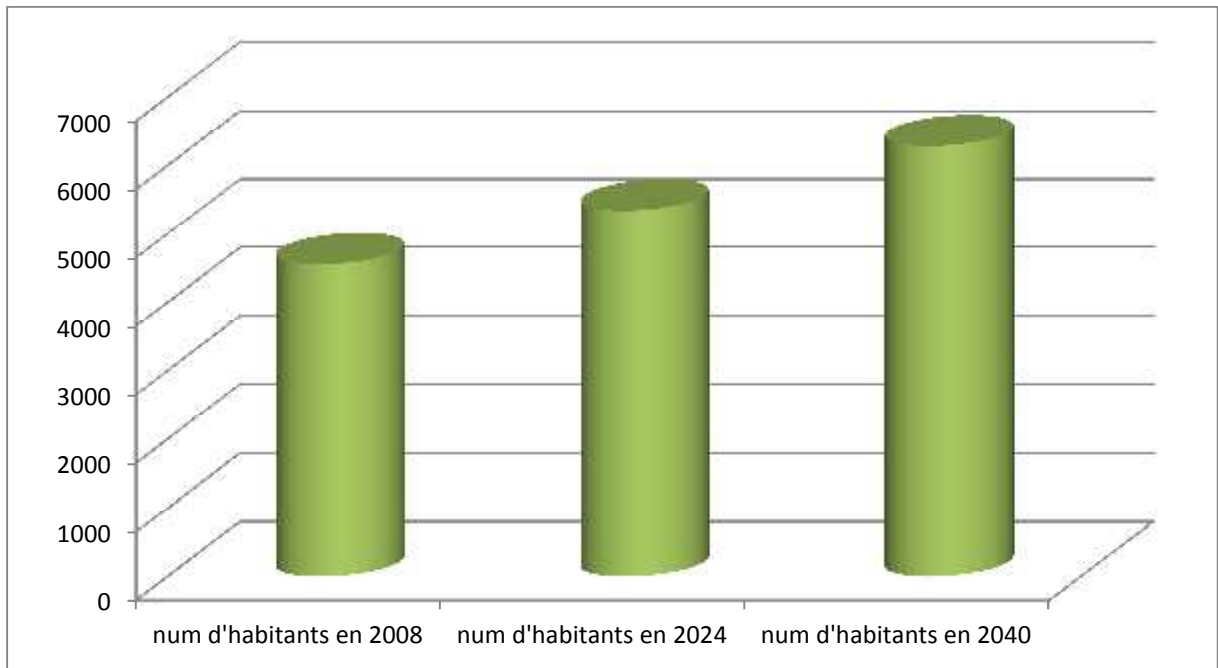
P_0 : population à l'année de recensement (2008 ; source A.P.C).

τ : taux d'accroissement démographique (; Source A.P.C).

n : nombre d'années séparant l'année de recensement et l'horizon de calcul (32 ans).

Tableau II.1 : la répartition de population à l'horizon 2040

| ville | Villages | Nombre d'habitants en 2008 (hab) | Taux d'accroissement (%) | Nombre d'habitants en 2040 (hab) |
|--------------------|--------------|----------------------------------|--------------------------|----------------------------------|
| KHEMIS EL KHACHENA | TELAOUDERAR | 2935 | 1 | 4088 |
| | DRAA LABIEDH | 1623 | 1 | 2197 |
| | Total | 4558 | 1 | 6285 |

**Fig II.1** : la répartition et l'évolution de la population**Commentaire**

- L'aire d'étude est une zone militaire donc le taux d'accroissement est limité par 1%.
- Selon le plan national de l'eau actualisé en 2014, notre agglomération étant de type semi rural, dont le nombre d'habitants s'élève à 6285 habitants sera considéré comme zone semi urbaine d'après le tableau ci-après :

Tableau II.2 : typologie des agglomérations selon le nombre d'habitants [5]

| Typologie agglomérations / strates de population | |
|--|--|
| Désignation | caractéristique |
| Les métropoles a statu particulier de délégation (SPE) : | Alger ; Oran ; Constantine ; Annaba |
| Les métropoles : | Villes de plus de 300.000 habitants |
| L'urbain dit " supérieur " : | 100.000 < pop. < 300.000 habitants |
| L'urbain : | 20.000 < pop. < 100.000 habitants |
| Semi urbain : | 5.000 < pop. < 20.000 habitants |
| Semi rural | 3.000 < pop. < 5.000 habitants |
| Rural aggloméré : | 600 (100 unités d'habitation) < pop. < 3.000 habitants |
| Rural épars | population inférieure à 600 habitants (100 unités d'habitation). |

II.2. Estimation des besoins en eau potable

II.2.1 l'évaluation de la consommation moyenne journalière

II.2.1.1. les besoins domestiques

La dotation qui est indispensable dans l'estimation des besoins en eau d'une agglomération, est fixée pour chaque catégorie de consommateur.

Elle est définie comme un rapport du débit moyen journalier par unité de consommateur. Le plan national de l'eau datant de 2014, préconise des dotations moyennes allouées aux habitants selon leur nombre au sein de l'agglomération.

Le tableau ci-après récapitule les dotations en fonction du nombre d'habitants.

Tableau II.3 : Dotation unitaire moyenne journalière [5]

| Nombre d'habitants | Demande en eau |
|------------------------------|----------------|
| > 50 000 habitants | 180 l/j/hab. |
| De 20 000 à 50 000 habitants | 160 l/j/hab. |
| De 10 000 à 20 000 habitants | 100 l/j/hab. |
| < 10 000 habitants | 85 l/j/hab. |

II.2.1.1.1 calcul des besoins domestiques journaliers à l'horizon 2040

Pour le calcul des besoins moyens journaliers, nous avons utilisé la formule suivante :

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

$Q_{\text{moy},j}$: débit moyen journalier (m³/j)

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

N: nombre d'habitants (hab)

Donc en prenons le nombre d'habitant de la ville de TELAOUDEAR et de DRAA LABIEDH nous adopterons une dotation journalière de **100 l/j/habitant**.

Le service d'AEP de la DHW de BOUMERDES nous à permis de prendre une dotation de **150 l/j**, on basant sur les habitudes de la région.

Tableau II.4 : tableau récapitulatif des besoins moyens journaliers

| Désignation | Population 2040 (hab) | Dotation pour 2008 (l/j/h) | Dotation pour 2040 (l/j/hab) | Débit (m ³ /j) |
|--------------|-----------------------|----------------------------|------------------------------|---------------------------|
| TELAOUDEAR | 4088 | 100 | 150 | 613.2 |
| DRAA LABIEDH | 2197 | 100 | 150 | 329.55 |
| TOTAL | 6285 | 100 | 150 | 942.75 |

Donc le débit moyen journalier est égal à : 942.75 m³/j c'est-à-dire, $Q_{\text{moy},j} = 11 \text{ l/s}$

II.2.1.1.2. La majoration climatique :

Le plan national de l'eau édition 2014 préconise une majoration sur le débit domestique en fonction des variations standard de l'usage de l'eau entre respectivement nord, hauts plateaux et sud comme suit :

Tableau II.5 : coefficients de majoration climatique [5]

| Région | Taux de majoration (%) |
|----------------------|------------------------|
| Région nord | 0 |
| Région haut plateaux | 5 |
| Région sud | 15 |

Étant donné que notre aire d'étude appartient à la zone nord d'Algérie donc nous n'allons pas prendre en compte ce facteur.

II.2.1.2 les besoins d'équipements

Les besoins d'équipements sont considérés comme étroitement liés à la typologie de l'agglomération, et sont estimés par application directe aux dotations unitaires domestiques de coefficients de majoration spécifiques à chaque catégorie d'usagers. Ne connaissant pas les différents équipements existants et projetés dans notre agglomération, Nous allons donc utiliser les coefficients de majoration attribuée par le plan national de l'eau édition 2014.

Le tableau ci-après récapitule les différents coefficients de majoration à attribué selon la typologie de l'agglomération

Tableau II.6 : coefficients de majoration selon la typologie [5]

| Taux de majoration d'autres usages% | Taux administration et sanitaire | Taux commerce | Taux artisanat et petite industrie | Taux total |
|-------------------------------------|----------------------------------|---------------|------------------------------------|------------|
| SPE | 35 | 17.5 | 17.5 | 70 |
| Les métropoles | 30 | 15 | 15 | 60 |
| L'urbain supérieur | 25 | 12.5 | 12.5 | 50 |
| L'urbain | 20 | 10 | 10 | 40 |
| Semi urbain | 15 | 10 | 10 | 35 |
| Semi rural | 10 | 7.5 | 7.5 | 25 |
| Rural aggloméré | 5 | 5 | 5 | 15 |
| Rural éparsé | 0 | 0 | 0 | 0 |

A l'horizon d'étude notre zone sera considérée comme une zone semi urbaine, donc le coefficient de majoration est estimé à 35 % et donc on aura un débit d'équipement de : $329.96 \text{ m}^3 / \text{j}$

Tableau II.7 : débit d'équipements à l'horizon 2040.

| Village | Débits domestique (m^3 / j) | Coefficient de majoration (%) | Débit d'équipement (m^3 / j) |
|--------------|---|-------------------------------|--|
| TELAOUDERAR | 613.2 | 35 | 214.62 |
| DRAA LABIEDH | 329.55 | 35 | 115.34 |
| total | 942.75 | 35 | 329.96 |

II.2.1.3 les besoins d'élevage

Dans la zone d'étude se trouve 3 fermes:

- **Ferme A** (située à TELOUDERAR) : 900 têtes (volailles)
- **Fermes B et C** (situées à DRAA LABIEDH) : 685 têtes (bovins) et 1150 têtes (ovins)

Donc ; le débit des fermes est de :

Tableau II.8 : les besoins d'élevage en 2015.

| Fermes | type | Dotation (l/j) | Débit moy journalier (m^3 / j) |
|---------------|-----------|----------------|--|
| A | volailles | 1 | 0.9 |
| B et C | bovins | 80 | 46.8 |
| | ovins | 10 | 11.5 |
| total | | -- | 59.26 |

Et donc le bilan des besoins moyen en eau est présenté dans le tableau suivant :

Tableau II.9 : tableau récapitulatif des consommations journalières de la zone d'étude.

| village | Débits domestique (m ³ /j) | Débit d'équipement (m ³ /j) | Débit d'élevage (m ³ /j) | Débit moyen journalier (m ³ /j) | Débit moyen journalier (l/s) |
|--------------|---------------------------------------|--|-------------------------------------|--|------------------------------|
| TELAOUDERAR | 613.2 | 214.62 | 0.9 | 828.72 | 9.21 |
| DRAA LABIEDH | 329.55 | 115.34 | 58.36 | 504.39 | 6.21 |
| total | 942.75 | 329.96 | 59.26 | 1331.97 | 15.42 |

Tenant compte des pertes et de gaspillage qui sont estimé à 20% de débit moyen journalier

Nous trouvons :

Tableau II.10 : les consommations journalières de la zone d'étude tenant compte les pertes.

| Village | Débit moyen journalier (m ³ /j) | Taux de majoration (%) | Débit moyen journalier (avec perte) (m ³ /j) | Débit moyen journalier (avec perte) (l/s) |
|--------------|--|------------------------|---|---|
| TELAOUDERAR | 828.72 | 20 | 994.464 | 11.50 |
| DRAA LABIEDH | 504.39 | 20 | 605.268 | 7.00 |
| total | 1331.97 | 20 | 1598.36 | 18.5 |

II.3. Variation de consommation maximale et minimale journalière

II.3.1 consommation maximale journalière

Le coefficient d'irrégularité journalière maximum .noté $K_{max,j}$ représente le rapport entre la consommation journalière moyenne et maximale, il nous indiquant de combien de fois la consommation maximale dépassera la consommation moyenne journalière.

Nous pouvons écrire:

$$K_{max,j} = \frac{Q_{max,j}}{Q_{moy,j}} \tag{II.3}$$

$Q_{max,j}$: Consommation maximale journalière (m³/s)

$Q_{moy,j}$: Consommation moyenne journalière (m³/s)

Avec : $K_{max,j} \in [1,1 - 1,3]$

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

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

Les résultats de la consommation maximale journalière sont représentés dans le tableau II.11

Tableau II.11 : la consommation maximale journalière.

| | $Q_{\text{moy},j}$ (m ³ /j) | $K_{\max,j}$ | $Q_{\max,j}$ (m ³ /j) | $Q_{\max,j}$ (l/s) |
|--------------|--|--------------|----------------------------------|--------------------|
| TELAOUDERAR | 994.464 | 1.3 | 1292.80 | 14.95 |
| DRAA LABIEDH | 605.268 | 1.3 | 786.84 | 9.10 |
| Horizon 2040 | 1598.36 | 1.3 | 2077.87 | 24.05 |

II.3.2 consommation minimale journalière

Le coefficient d'irrégularité journalière minimale .noté $K_{\min,j}$ représente le rapport entre la consommation journalière moyenne et la consommation minimale, il nous indiquant de combien de fois la consommation minimale est inférieure à la consommation moyenne journalière.

Nous pouvons écrire:

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

$Q_{\min,j}$: Consommation minimale journalière (m³/s)

$Q_{\text{moy},j}$: Consommation moyenne journalière (m³/s)

Avec : $K_{\min,j} \in [0,7 - 0,9]$

On prend $K_{\min,j}=0,8$

D'où : $Q_{\min,j}=0.8*Q_{\text{moy},j}$

Les résultats de la consommation maximale journalière est représentés dans le tableau II.12

Tableau II.12 : la consommation minimale journalière.

| | $Q_{\text{moy},j}$ (m ³ /j) | $K_{\min,j}$ | $Q_{\min,j}$ (m ³ /j) | $Q_{\min,j}$ (l/s) |
|--------------|--|--------------|----------------------------------|--------------------|
| Horizon 2040 | 1598.36 | 0.8 | 1278.69 | 14.80 |

II.4. Variation des débits horaires

II.4.1. Débit moyen horaire

Le débit moyen horaire est donné par la relation II.5

$$Q_{moy.h} = \frac{Q_{maxj}}{24} \text{ (m}^3\text{/h)} \quad (\text{II.5})$$

Avec

- $Q_{moy.h}$: débit moyen horaire
- Q_{maxj} : débit max journalier

II.4.2. Consommation maximale horaire

Ce débit joue un rôle très important dans les différents calculs du réseau de distribution, il est déterminé par la relation suivante :

$$Q_{max.h} = K_{max.h} Q_{moy.h} \quad (\text{II.6})$$

Avec : $Q_{moy.h}$: débit moyen horaire en $\text{m}^3\text{/h}$;

$K_{max.h}$: coefficient d'irrégularité maximale horaire, il tient compte de l'accroissement de la population ainsi que de degré de confort et de régime de travail de l'industrie tel que :

$$K_{max.h} = \alpha_{max} \beta_{max} \quad (\text{II.7})$$

- α_{max} : coefficient qui tient compte du confort des équipements de l'agglomération et de régime du travail, varie entre 1.2 à 1.4 et dépend du niveau de développement local. Pour notre cas on prend $\alpha_{max} = 1.2$.
- β_{max} : coefficient étroitement lié à l'accroissement de la population.

Tableau II.13 : variation de β_{max} en fonction du nombre d'habitation

| | | | | | | | | | | |
|---------------|------|------|------|------|------|-------|-------|-------|--------|---------|
| hab | 1000 | 1500 | 2500 | 4000 | 6000 | 10000 | 20000 | 30000 | 300000 | 1000000 |
| β_{max} | 2 | 1.8 | 1.6 | 1.5 | 1.4 | 1.3 | 1.2 | 1.15 | 1.03 | 1 |

Donc on prend pour notre zone une valeur de **1.32** ;

Donc

| |
|--------------------|
| $K_{max.h} = 1.59$ |
|--------------------|

II.4.3. Consommation minimale horaire

Il est déterminé par la relation suivante :

$$Q_{\min.h} = K_{\min.h} Q_{\text{moy.h}} \tag{II.8}$$

Avec : $Q_{\text{moy.h}}$: débit moyen horaire en m^3/h ;

$K_{\min.h}$: coefficient d'irrégularité minimale horaire tel que :

$$K_{\min.h} = \alpha_{\min} \beta_{\min} \tag{II.9}$$

- α_{\min} : coefficient qui tient compte du confort des équipements de l'agglomération et de régime du travail, varie entre 0.4 à 0.6 et dépend du niveau de développement local. Pour notre cas on prend $\alpha_{\min} = 0.4$
- β_{\min} : coefficient étroitement lié à l'accroissement de la population.

Tableau II.14 : variation de β_{\min} en fonction du nombre d'habitation

| | | | | | | | | | | |
|------------|------|------|------|------|------|-------|-------|-------|--------|---------|
| hab | 1000 | 1500 | 2500 | 4000 | 6000 | 10000 | 20000 | 30000 | 300000 | 1000000 |
| B_{\min} | 0.1 | 0.1 | 0.1 | 0.2 | 0.25 | 0.4 | 0.5 | 0.6 | 0.83 | 1 |

Donc nous prenons pour notre zone une valeur de **0.3** ;

Donc

| |
|---------------------|
| $K_{\min.h} = 0.12$ |
|---------------------|

Les calculs sont représentés dans le tableau II.15

Tableau II.15 : calcul des consommations horaires maximales et minimales

| | $Q_{\text{moy.h}} (m^3/h)$ | $K_{\min.h}$ | $Q_{\min.h} (m^3/h)$ | $K_{\max.h}$ | $Q_{\max.h} (m^3/h)$ |
|--------------|----------------------------|--------------|----------------------|--------------|----------------------|
| Horizon 2040 | 86.58 | 0.12 | 10.39 | 1.59 | 137.66 |

II.4.4. Evaluation de la consommation en fonction du nombre d'habitant

Le débit horaire d'une agglomération est variable selon l'importance de cette dernière. La variation des débits d'une journée est représentée en fonction du nombre d'habitants dans le tableau suivant.

Commentaire : tableau II.16 caractérise la variation horaire de la consommation en eau dans divers centres d'agglomération, le débit horaire est exprimé en pourcentage du débit maximum journalier. Puisque le nombre d'habitant à l'année 2040 sera inférieur à 10 000 pour les 2 agglomérations, nous choisissons donc la première partition (**ANNEXE I**) comme indiquent le tableau suivant :

Tableau II-16 : Variation des débits horaires

| Heure | Agglomération | | Fermes | | totale | | cumulée | |
|---------------|---------------|----------------------|------------|----------------------|-------------|----------------------|--------------|----------------------|
| | C(%) | Q(m ³ /h) | C(%) | Q(m ³ /h) | C(%) | Q(m ³ /h) | C(%) | Q(m ³ /h) |
| 0--1 | 1 | 19.84 | 2 | 1.88 | 1.05 | 21.72 | 1.05 | 21.72 |
| 1--2 | 1 | 19.84 | 2 | 1.88 | 1.05 | 21.72 | 2.09 | 43.44 |
| 2--3 | 1 | 19.84 | 2 | 1.88 | 1.05 | 21.72 | 3.14 | 65.16 |
| 3--4 | 1 | 19.84 | 2 | 1.88 | 1.05 | 21.72 | 4.18 | 86.88 |
| 4--5 | 2 | 39.67 | 2 | 1.88 | 2.00 | 41.56 | 6.18 | 128.44 |
| 5--6 | 3 | 59.51 | 2 | 1.88 | 2.95 | 61.39 | 9.14 | 189.84 |
| 6--7 | 5 | 99.18 | 3 | 2.83 | 4.91 | 102.01 | 14.05 | 291.84 |
| 7--8 | 6.5 | 128.94 | 3.5 | 3.30 | 6.36 | 132.23 | 20.41 | 424.08 |
| 8--9 | 6.5 | 128.94 | 6.5 | 6.12 | 6.50 | 135.06 | 26.91 | 559.14 |
| 9--10 | 5.5 | 109.10 | 9 | 8.48 | 5.66 | 117.58 | 32.57 | 676.72 |
| 10--11 | 4.5 | 89.26 | 8.5 | 8.01 | 4.68 | 97.27 | 37.25 | 773.99 |
| 11--12 | 5.5 | 109.10 | 3 | 2.83 | 5.39 | 111.93 | 42.64 | 885.92 |
| 12--13 | 7 | 138.85 | 3.5 | 3.30 | 6.84 | 142.15 | 49.48 | 1028.07 |
| 13--14 | 7 | 138.85 | 2 | 1.88 | 6.77 | 140.74 | 56.25 | 1168.81 |
| 14-15 | 5.5 | 109.10 | 3 | 2.83 | 5.39 | 111.93 | 61.64 | 1280.74 |
| 15--16 | 4.5 | 89.26 | 3 | 2.83 | 4.43 | 92.09 | 66.07 | 1372.83 |
| 16--17 | 5 | 99.18 | 10 | 9.42 | 5.23 | 108.61 | 71.30 | 1481.44 |
| 17--18 | 6.5 | 128.94 | 5 | 4.71 | 6.43 | 133.65 | 77.73 | 1615.08 |
| 18--19 | 6.5 | 128.94 | 3 | 2.83 | 6.34 | 131.76 | 84.07 | 1746.85 |
| 19--20 | 5 | 99.18 | 3 | 2.83 | 4.91 | 102.01 | 88.98 | 1848.86 |
| 20--21 | 4.5 | 89.26 | 2.5 | 2.36 | 4.41 | 91.62 | 93.39 | 1940.48 |
| 21--22 | 3 | 59.51 | 6 | 5.65 | 3.14 | 65.16 | 96.52 | 2005.64 |
| 22--23 | 2 | 39.67 | 5.5 | 5.18 | 2.16 | 44.86 | 98.68 | 2050.50 |
| 23--24 | 1 | 19.84 | 4 | 3.77 | 1.14 | 23.61 | 99.82 | 2074.10 |

Donc le débit de pointe est de **142.15 m³/h**

- les résultats trouvés nous permettent de tracer les histogrammes de la consommation et la courbe intégrale de la consommation ;

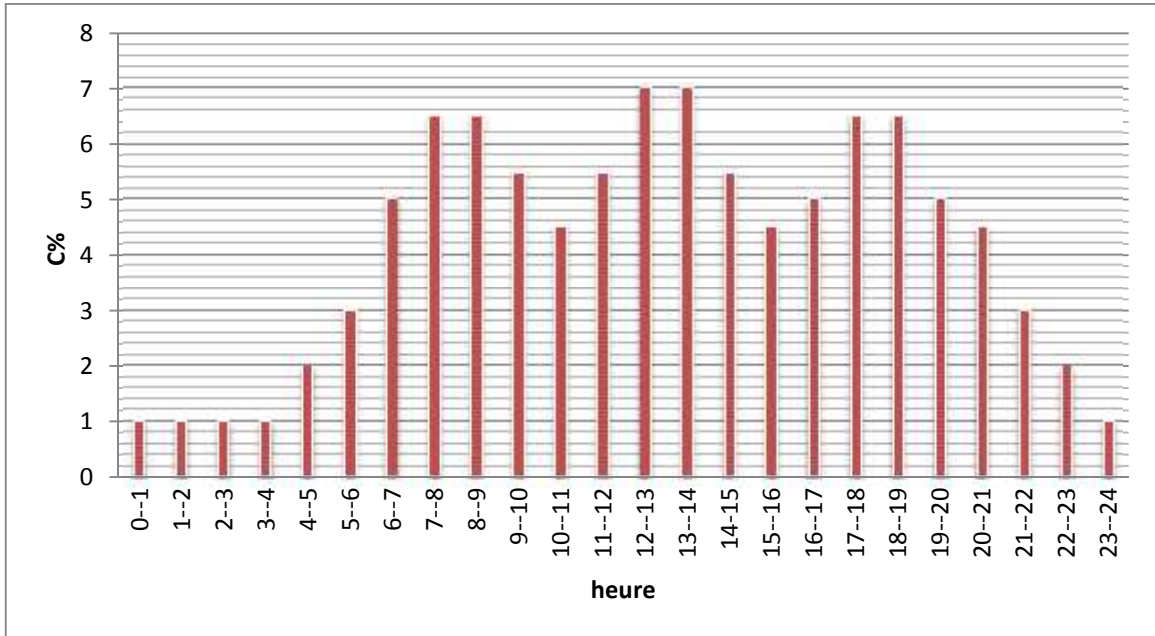


Fig II.2 histogramme de la consommation de l'agglomération

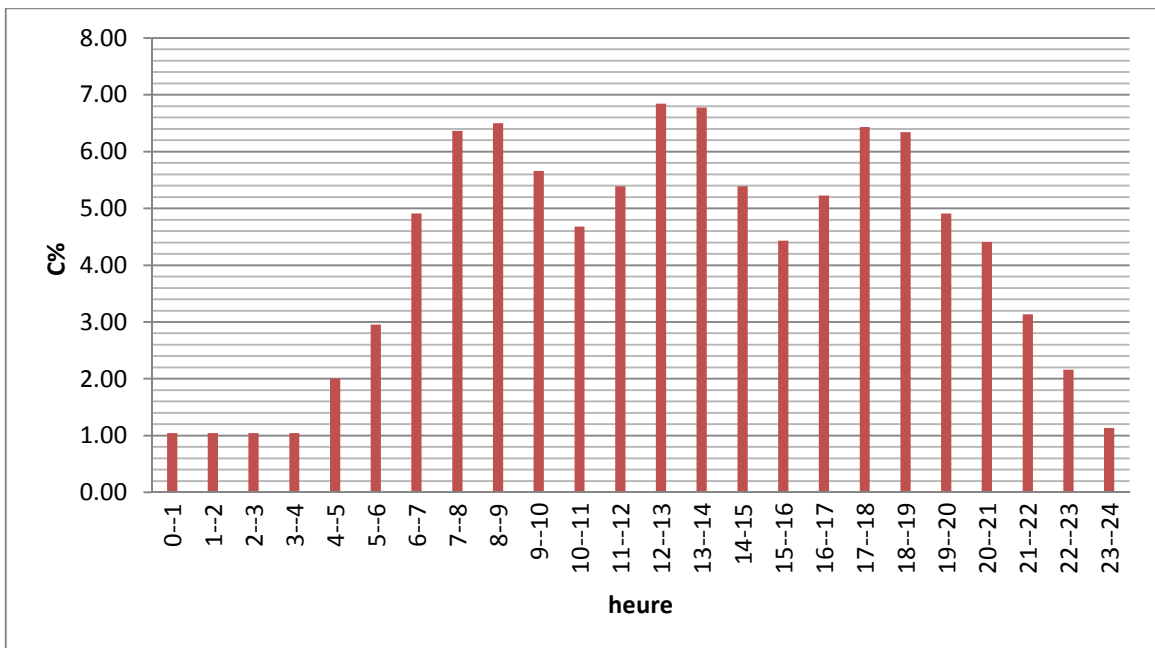


Fig II.3 histogramme de la consommation total

II.5. Bilan d'eau

Nous avons un réservoir qui débite 54 l/s, et on cherche à alimenter une zone qui demande un débit de 39.15 l/s, donc le réservoir source est suffisant pour alimenter les deux villages.

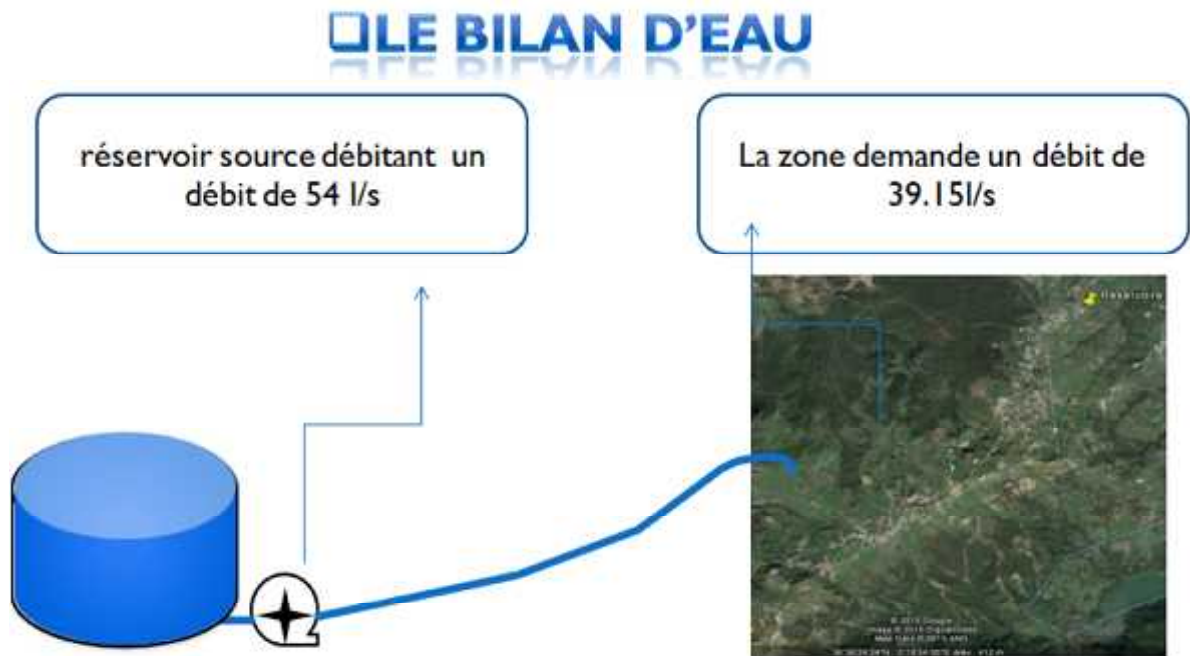


Fig II.4 le Bilan d'eau

Conclusion

Dans ce second chapitre, nous avons calculé et estimé les besoins en eau de la zone d'étude à l'horizon 2040, et après ce travail on peut constater que le réservoir d'alimentation de Bader el dine est suffisant pour alimenter les deux villages (TALOUDERAR et DRAA LBIEDH)

Chapitre III

Etude d'adduction et de distribution

Introduction

Le transport de l'eau pour n'importe quel réseau d'alimentation en eau potable doit se faire par une adduction, soit par refoulement, gravitaire ou mixte.

L'adduction des eaux consiste à étudier les voies et les moyens, tant sur le plan technique qu'économique, en vue transporter les eaux vers leur lieu de stockage.

Le but de ce chapitre est de dimensionner l'adduction et le réseau de distribution en assurant un bon fonctionnement.

III.1. Les conduites d'adduction

III.1.1. Généralité

Les conduites d'adduction assurent un service permanent leur arrêt perturbe la distribution. Les réparations doivent être aussi rares et rapides que possible. L'accès aux ouvrages divers doit être aisé : le maintien de voies de circulation le long des adductions est utile.

Au minimum, une servitude de passage doit être prévue, mais l'achat du terrain d'assiette de la conduite et d'une voie de circulation est nécessaire pour les adductions importantes.

Certaines adductions peuvent parfois être très longues et comporter un refoulement avec un réservoir de tête pour la partie gravitaire ou au contraire comprendre une ou plusieurs reprises par pompage.

III.1.2. Types d'adduction

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

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

III.1.2.1. Adduction gravitaire

C'est une adduction où l'écoulement se fait gravitairement. 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.

III.1.2.2. Adduction par refoulement

C'est une adduction où l'écoulement se fait par pompage 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.

III.1.2.3. 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.

❖ Remarque :

Dans le cas de notre étude, l'adduction à projeter est une adduction par refoulement, c'est-à-dire les pompes refoulent directement vers les réservoirs de stockage puis la distribution sera gravitaire à partir du réservoir vers le réseau de distribution.

III.2. Critères de choix de tracé [2]

Le tracé de l'adduction 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.
- ❖ Essayer toujours d'éviter les contres pentes qui donnent des cantonnements d'air, de plus, en période d'arrêt de pompe,
- ❖ 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 topographiquement accidenté 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.

III.3. Choix des matériaux

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

Sur le plan technique cette faisabilité dépend de plusieurs exigences telles que :

- ❖ 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).

Parmi les types de conduites utilisés dans le domaine d'alimentation en eau potable, on distingue: les conduites en fonte ; les conduites en acier ; les conduites en matière thermoplastique et les conduites en béton dont voici les caractéristiques.

❖ **Fonte :**

La fonte est un matériau noble apte à prendre en charge de grandes pressions, il n'est pas sensible à la corrosion et sa pose se fait sans grande contrainte.

❖ **Acier :**

L'acier est un matériau apte à prendre en charge de grandes pressions, il est très sensible à la corrosion surtout qu'il s'agit de sol agressif, mais cela dit il est adéquat à tout type de terrains vu qu'il absorbe les efforts de pressions..

❖ **PEHD :**

Le PEHD est un matériau apte à prendre en charge de grandes pressions, sa pose par soudure électrique se fait sans grande contrainte. Néanmoins les grands diamètres supérieurs à $\Phi 600$ sont commercialisés à l'heure que sur commande.

❖ **Amiante Ciment :**

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

Remarque

Des variantes sont possibles concernant la nature des canalisations. Dans notre adduction nous proposons les deux sous variantes suivantes :

- **Sous variante A** : utilisation du PEHD vu leur résistance et leur capacité à s'adapter à la nature du terrain ainsi que leur prix attentif.
- **Sous variante B** : utilisation de la Fonte ductile vu leur résistance aussi et leur capacité à s'adapter à la nature du terrain ainsi que leur prix attentif.

III.4. Types d'écoulement

On distingue deux types d'écoulement :

III.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. Ce type d'écoulement est conditionné par la pente.

III.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.

III.5. Etude des variantes du tracé

L'étude des variantes a pour objet le choix du tracé le plus économique possible de la conduite ainsi que le choix de l'emplacement adéquat de la station de pompage.

Vu la configuration générale de la zone d'étude, l'adduction comportera une partie refoulement à partir d'un réservoir située à Khemis El Khachena (1000m³) vers un réservoir située à TALOUDERAR.

III.5.1. Proposition des variantes

Le choix du tracé et l'emplacement des stations de pompage est suivant les critères cités précédemment. De ce fait, nous proposons des variantes possibles.

III.5.1.1. Variante N°01

Dans cette variante la conduite de refoulement prend son départ à partir du réservoir existant à KHEMIS EL KHACHENA vers un réservoir de compensation située à DRAA L'BIEDH, puis on refoule l'eau vers TALOUDERAR par une autre station de pompage, l'alimentation en eau potable pour la ville DARAA LBEIDH ce faite directement a partir du réservoir de compensation et pour la ville de TALOUDERAR a partir du réservoir de distribution.

Cette variante nécessite :

- ❖ La construction d'une nouvelle station de pompage au niveau de l'entrée du village de DRAA L'BIEDH
- ❖ Réalisation d'un réservoir de compensation de 1000m^3 au niveau du village de DRAA L'BIEDH, et la construction d'une 2^{ème} station de pompage.
- ❖ Refouler l'eau à partir de la 2^{ème} station de pompage vers le réservoir distribution de TALOUDERAR (500m^3).
- ❖ Le tracé est en bordure de la route.
- ❖ La longueur de la conduite de refoulement est 5720m

III.5.1.2. Variante N°02

Dans cette variante la conduite de refoulement prend son départ à partir du réservoir existant à KHEMIS EL KHACHENA directement vers le réservoir de distribution de TALOUDERAR en passant par une 2 station de pompage. Les deux villages sont alimentés par le réservoir de TALOUDERAR.

Cette variante nécessite :

- ❖ La construction d'une nouvelle station de pompage au niveau de l'entrer de village de DRAA L'BIEDH
- ❖ Réalisation d'une bache de reprise ;
- ❖ **La distribution nécessite deux brise charge ;**
- ❖ Le tracé est en bordure de la route ;
- ❖ La longueur de la conduite de refoulement est 6000m ;
- ❖ Une station de reprise est indispensable ;

III.5.1. Analyse des variantes

Pour le choix du tracé on montre l'analyse suivant :

Tableau III.1: analyse des variantes

| variantes | Sous variante | Débits (l/s) | diamètre (mm) | cout (DA) | |
|-----------|-------------------|--------------|---------------|-------------|------------|
| 1 | PEHD (A) | 30 | 200 | 3253231.639 | 4867270.45 |
| | | 18 | 160 | 1614038.815 | |
| | Fonte ductile (B) | 30 | 200 | 4913166.953 | 6923078.49 |
| | | 18 | 150 | 2009911.536 | |
| 2 | PEHD (A) | 30 | 200 | 3298115.546 | 5080304.63 |
| | | 30 | 200 | 1782189.083 | |
| | fonte ductile (B) | 30 | 250 | 4987911.479 | 9664799.25 |
| | | 30 | 250 | 4676887.767 | |

Conclusion

Donc à premier vu on remarque que la variante 1- A est plus économique que les autres variantes donc cette étude nous a permis d'éliminer tous les variantes et de choisi la variante 1-A

III.6. Dimensionnement de l'adduction par refoulement

III.6.1. Diamètre économique

La notion de diamètre économique s'introduit dans le cas d'un écoulement par refoulement (par pompage), ce diamètre permet de donner un cout de revient minimum entre les dépenses d'exploitation et celle d'investissement, donc une étude technico-économique s'avère indispensable.

III.6.2. Choix de la gamme des diamètres [2]

Pour avoir un bon choix d'un diamètre économique on doit trouver une gamme qui donne une approche économique. Cette gamme est déterminée à partir de plusieurs formules. On utilise généralement ces formules, selon l'importance du projet et selon le cas de transport d'eau :

- **cas de refoulement**

1. Formule de VIBERT

On applique la, valable pour les petits et moyens DN, et les longueurs faibles :

$$\text{Pompage continu : } D = 1.547 \left(\frac{e}{f} \right)^{0.154} \times Q^{0.46} \quad (\text{III-1})$$

$$\text{Pompage (10/24h) : } D = 1.35 \left(\frac{e}{f} \right)^{0.154} \times Q^{0.46} \quad (\text{III-2})$$

Où

- D : diamètre économique
- f : prix de la conduite posée en DA/kg
- Q : débit en m³/s
- e : prix du kWh en DA.

Le DN choisi doit être identique ou immédiatement supérieur au diamètre D.

2. Formule de BRESS

$$D = 1,5 * \sqrt{Q} \quad (\text{III.3})$$

3. Formule de BONNIN

$$D = \sqrt{Q} \quad (\text{III.4})$$

Remarque : La formule de BRESS n'est valable que pour les petits linéaire (longueur de conduite ≤ 1Km).

- **Le cas gravitaire**

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

$$\Delta H_t = \frac{K' * L_e * Q^\beta}{D_{av}^m} \quad (\text{III.5})$$

- ΔH_t : Perte de charge totale (m);
- K' : Coefficient de perte de charge ;
- L_e : Longueur équivalente de la conduite (m) ; $L_e = L_g + L_{e_s}$
- L_g : Longueur géométrique de la conduite (m) ;
- L_{e_s} : Longueur équivalente des pertes de charge singulière (m) ;

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

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

- ΔH_t : Perte de charge totale (m) ;
- Δh_p^{lin} : Perte de charge linéaire (m).
- Q : Débit véhiculé par la conduite (m³/s) ;
- D_{av} : Diamètre avantageux calculé de la conduite (m) ;
- β : Exposant tenant compte du régime d'écoulement ;
- m : Exposant tenant compte du type du matériau.

On déduit alors le diamètre calculé de la conduite gravitaire :

$$D_{av} = \sqrt[m]{\frac{K' * L_e * Q^\beta}{\Delta H_t}} \quad (\text{III.6})$$

III.6.3. Hauteur manométrique totale

La hauteur manométrique totale sera calculée de la manière suivante :

$$H_{mt} = H_g + \sum \Delta h \quad (\text{III.7})$$

- H_g : Différence de niveau entre le plan d'aspiration et le plan de refoulement (m) ;
- $\sum \Delta h$: Somme des pertes de charge linéaires et singulières (m).

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

$$\sum \Delta h = 1,1 * \Delta h_p^{lin} \quad \text{(III.8)}$$

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

$$\Delta h_p^{lin} = \frac{8 * \lambda * L * Q^2}{\pi^2 * g * D^5} \quad \text{(Formule de Darcy-Weisbakh)} \quad \text{(III.9)}$$

- g : Accélération de la pesanteur (m/s^2) ;
- Q : Débit à refouler (m^3/s) ;
- L : longueur géométrique de la conduite (m) ;
- λ : Coefficient de frottement qui est en fonction de la rugosité de la paroi interne de la conduite et du régime d'écoulement,

$$\text{Avec : } \lambda = (1,14 - 0,86 \ln \frac{\varepsilon}{D})^{-2} \quad \text{(Formule de NIKURADZE)} \quad \text{(III.10)}$$

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 * \text{Log}(\frac{\varepsilon}{3,7 * D} + \frac{2,51}{R_e * \sqrt{\lambda}}) \quad \text{(Formule COLEBROOK)} \quad \text{(III.11)}$$

Remarque :

Dans les calculs introduisant le coefficient λ , ce dernier est estimé par la formule (III.10)

- R_e : Nombre de Reynolds ;

$$R_e = \frac{V * D}{\nu} \quad \text{(III.12)}$$

- V : vitesse d'écoulement dans la conduite (m/s) ;
- D : diamètre de la conduite (m) ;
- ν : viscosité cinématique de l'eau (m^2/s).
- ε : Rugosité absolue de la conduite (PEHD). $\varepsilon = 0.01$

III.6.4. Puissance de pompage

$$P = \frac{g * Hmt * Q}{\eta} \quad \text{(III.13)}$$

- P : puissance absorbée par la pompe (Kw) ;
- g : Accélération de la pesanteur (m/s^2) ;
- Hmt : Hauteur manométrique totale (m) ;
- Q : Débit à refouler (m^3/s) ;
- η : rendement de la station de pompage.

III.6.5. Energie consommée par le pompage

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

$$E = P * t * 365 \quad \text{(III.14)}$$

- E : énergie consommée pendant une année (Kwh) ;
- P : puissance de pompage (Kw) ;
- t : temps de pompage par jour (h).

III.6.6. Dépense annuelle de l'énergie

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

$$K = \delta * E$$

- K : Dépenses annuelles d'énergie (DA) ;
- E : Energie consommée par année (Kw) ;
- δ : Prix du Kwh, varie trois fois par jour (voir le tableau III.1)

Tableau III.2: Variation journalière des tarifs de l'énergie

| Périodes | Horaires | Nombre d'heure | Prix du KWh d'énergie |
|-------------------|----------|----------------|-----------------------|
| | | (H) | (DA) |
| Heures pleines | 06h-17h | 11 | 1.615 |
| Heures de pointes | 17h-21h | 4 | 7.267 |
| Heures creuses | 21h-06h | 9 | 0.853 |

(Source Sonelgaz)

Vu la variation journalière des tarifs du KWh d'énergie, on recommande un régime de fonctionnement des stations de 20h/24 heures avec arrêt lors des heures de pointes pendant lesquelles l'énergie électrique est plus chère.

Le prix moyen du KWh pendant les 20 heures de pompage est tel que :

$$\delta = \frac{1,615 * 11 + 0,853 * 9}{20} \Rightarrow \delta = 1.27 \text{ DA}$$

III.6.7. Amortissement annuel

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

$$A = \frac{i}{(1+i)^n - 1} + i \quad \text{(III.15)}$$

- A : Frais d'amortissement (DA) ;
- i : Taux d'annuité ; i = 8 % ;
- n : Durée de l'amortissement de la conduite, n = 25 ans.

$$\text{A.N : } A = \frac{0,08}{(1+0,08)^{25} - 1} + 0,08 \Rightarrow \mathbf{A = 0,0875}$$

III.6.8. Détermination de diamètre économique de la conduite de refoulement

Le choix du diamètre économique d'une tuyauterie résulte d'un compromis entre les dépenses d'investissement et les dépenses de fonctionnement. En effet, en augmentant le diamètre, on augmente les premières et on diminue très vite les pertes de charge, et par la suite les dépenses de l'énergie pour faire circuler l'eau.

Les stations de reprises sont appelées à refouler le débit d'exploitation vers les réservoirs de transit. Le régime de fonctionnement des stations est de 20h/24 heures avec arrêt lors des heures de pointes pendant lesquelles l'énergie électrique est plus chère.

❖ **Refoulement de la station de pompage (SP1) vers le Réservoir de compensation de DERRA L'BIEDH**

Débit d'exploitation des stations de pompage est calculé comme suit :

$$Q_{\text{exp}} = \frac{Q_{\text{max},j}}{t * 3600} \quad \text{(III.16)}$$

- ❖ Q_{exp} : Débit d'exploitation (m^3/s) ;
- ❖ $Q_{\text{max},j}$: Débit maximum journalier (m^3/j) ; $Q_{\text{max},j} = 2077.87 \text{ m}^3/\text{j}$
- ❖ t : Durée de fonctionnement de la station par jour, $t = 20 \text{ h}$.

$$\text{A.N : } Q_{\text{exp},\text{SR1}} = \frac{2077.87}{20 * 3600} \Rightarrow Q_{\text{exp},1} = 0.0289 \text{ m}^3/\text{s} ;$$

Le diamètre économique moyennant la relation (III.4) est tel que :

$$\text{A.N : } D_{\text{ec}} = \sqrt{0.0289} \Rightarrow D_{\text{ec}} = 0,16988 \text{ m} \text{ donc } D_{\text{ec}} = 169.88 \text{ mm}$$

Conclusion :

Le calcul technico-économique du diamètre économique sera pour la gamme de diamètres compris entre **150 et 200 mm**

III.6.8.1. Calcul des frais d'exploitation

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 (III.7), (III.8) et (III.9), (III.10), on calcule les hauteurs manométriques totales correspondant aux différents diamètres et sont présentées dans le tableau **III.3**

Tableau III.3: Variation des HMT en fonction du diamètre

| Diamètre | Longueur | Débit | Vitesse | λ | ΔH_{lin} | ΔH_{totale} | Hg | HMT |
|-----------------|-----------------|--------------|----------------|---------------|------------------|---------------------|---------------|---------------|
| (m) | (m) | (l/s) | (m/s) | | (m) | (m) | (m) | (m) |
| 0.09 | 2915 | 0.03 | 4.72 | 0.1089 | 4003.648 | 4404.01 | 218.13 | 4622.14 |
| 0.11 | 2915 | 0.03 | 3.16 | 0.0975 | 1313.969 | 1445.36 | 218.13 | 1663.49 |
| 0.125 | 2915 | 0.03 | 2.45 | 0.0912 | 648.1549 | 712.97 | 218.13 | 931.10 |
| 0.16 | 2915 | 0.03 | 1.49 | 0.0805 | 166.5965 | 183.256 | 218.13 | 401.38 |
| 0.2 | 2915 | 0.03 | 1.42 | 0.0724 | 49.09806 | 54.00 | 218.13 | 272.13 |
| 0.25 | 2915 | 0.03 | 0.61 | 0.0655 | 14.54728 | 16.00 | 218.13 | 234.13 |

Les dépenses d'exploitation correspondant aux différents diamètres sont présentées dans le tableau **III.4**

Tableau III.4: Variation des dépenses annuelles d'exploitation en fonction du diamètre

| Diamètre (m) | Longueur (m) | Débit (l/s) | HMT (m) | Puissance (Kwh) | Prix unitaire (DA) | Consommation annuelle (Kwh) | Dépense annuelle (DA) |
|---------------------|---------------------|--------------------|----------------|------------------------|---------------------------|------------------------------------|------------------------------|
| 0.09 | 2915.00 | 0.03 | 4622.14 | 1870.00 | 1.27 | 13651015.05 | 17336789.1 |
| 0.11 | 2915.00 | 0.03 | 1663.49 | 671.71 | 1.27 | 4903499.09 | 6227443.85 |
| 0.13 | 2915.00 | 0.03 | 931.10 | 375.08 | 1.27 | 2738102.78 | 3477390.54 |
| 0.16 | 2915.00 | 0.03 | 401.38 | 160.54 | 1.27 | 1171952.98 | 1488380.28 |
| 0.20 | 2915.00 | 0.03 | 272.13 | 108.19 | 1.27 | 789818.16 | 1003069.06 |
| 0.25 | 2915.00 | 0.03 | 234.13 | 92.80 | 1.27 | 677450.28 | 860361.86 |

III.6.7.2. Calcul des frais d'investissement

Les dépenses d'investissement correspondant aux différents diamètres sont présentées dans les tableaux suivants :

Tableau III.5 Cout de lit de sable d'une conduite pour un mètre linéaire

| Diamètre (m) | Déblai (U) | cout déblais (DA) | Remblais (U) | cout remblais (DA) | lit de sable (U) | cout de lit de sable |
|---------------------|-------------------|--------------------------|---------------------|---------------------------|-------------------------|-----------------------------|
| 0.09 | 0.82 | 328 | 0.73 | 293.46 | 0.792 | 237.6 |
| 0.11 | 0.87 | 348 | 0.79 | 317.58 | 0.84 | 252 |
| 0.125 | 0.9 | 360 | 0.81 | 325.62 | 0.872 | 261.6 |
| 0.16 | 0.94 | 376 | 0.88 | 353.76 | 0.91 | 273 |
| 0.2 | 0.98 | 392 | 0.9 | 361.8 | 0.101 | 30.3 |
| 0.25 | 1.05 | 420 | 0.95 | 381.54 | 0.113 | 33.75 |

Tableau III.6 Calcul des frais de pose d'une conduite pour un mètre linéaire

| Diamètre (m) | Evacuation (U) | prix évacuation (DA) | Grillage (U) | prix de grillage (DA) | prix total pour 1ml |
|---------------------|-----------------------|-----------------------------|---------------------|------------------------------|----------------------------|
| 0.09 | 0.06 | 18 | 1 | 18 | 895.06 |
| 0.11 | 0.13 | 39 | 1 | 18 | 974.58 |
| 0.125 | 0.2 | 60 | 1 | 18 | 1025.22 |
| 0.16 | 0.27 | 81 | 1 | 18 | 1101.76 |
| 0.2 | 0.34 | 102 | 1 | 18 | 904.1 |
| 0.25 | 0.41 | 123.35 | 1 | 18 | 976.64 |

Tableau III.7 Variation des frais d'investissement en fonction du diamètre

| Diamètre (m) | prix de pose (DA) | Prix du ml (DA) | Longueur (m) | Prix total (DA) | Annuité (DA) | Investissement (DA) |
|---------------------|--------------------------|------------------------|---------------------|------------------------|---------------------|----------------------------|
| 0.09 | 895.06 | 694.24 | 2915 | 4632817.954 | 0.088 | 411394.2343 |
| 0.11 | 974.58 | 1028.03 | 2915 | 5837614.563 | 0.088 | 518380.1732 |
| 0.125 | 1025.22 | 1291.04 | 2915 | 6751921.803 | 0.088 | 599570.6561 |
| 0.16 | 1101.76 | 2109.40 | 2915 | 9360545.101 | 0.088 | 831216.4049 |
| 0.2 | 904.1 | 3364.46 | 2915 | 12442863.19 | 0.088 | 1104926.251 |
| 0.25 | 976.64 | 5233.60 | 2915 | 18102875.54 | 0.088 | 1607535.348 |

Le bilan des coûts de l'exploitation et de l'investissement est représenté dans le tableau III.8

Tableau III.8. Bilan des frais d'investissement et d'exploitation

| Diamètre (mm) | Frais d'exploitation (DA) | Frais d'investissement (DA) | Bilan total (DA) |
|------------------|---------------------------------|-----------------------------------|---------------------|
| 0.09 | 17336789.11 | 411394.2343 | 17748183.35 |
| 0.11 | 6227443.85 | 518380.1732 | 6745824.022 |
| 0.125 | 3477390.54 | 599570.6561 | 4076961.192 |
| 0.16 | 1488380.28 | 831216.4049 | 2319596.688 |
| 0.2 | 1003069.06 | 1104926.251 | 2107995.311 |
| 0.25 | 860361.86 | 1607535.348 | 2467897.209 |

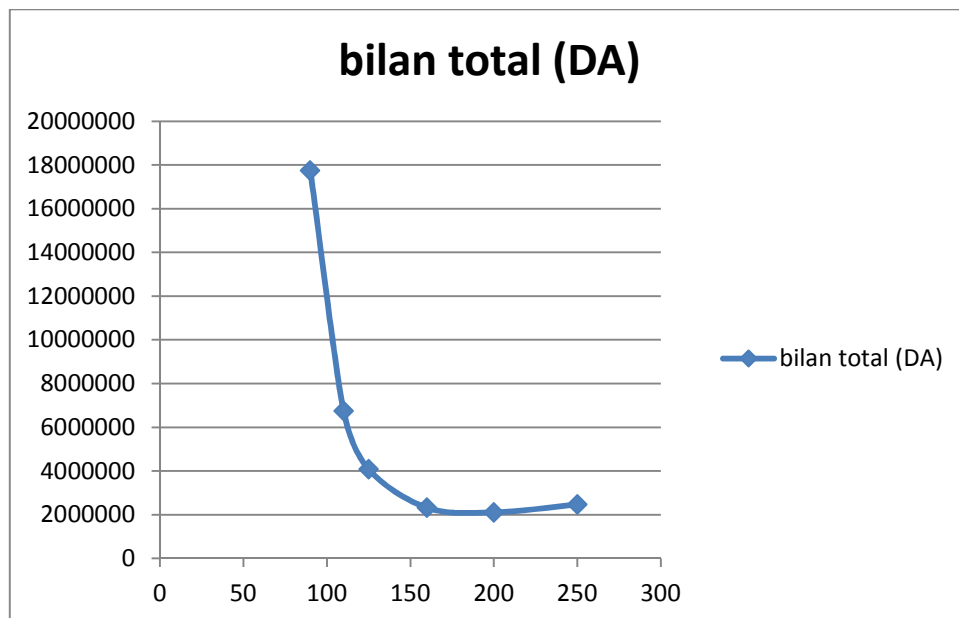


Figure III.1 : le bilan total en fonction du diamètre

Conclusion

Selon la combinaison des frais d'investissement et d'exploitation le diamètre économique du tronçon de refoulement est : **D=200 mm** avec une vitesse d'écoulement de **V=1.42 m/s**.

❖ Refoulement de station de reprise (SP2) vers Réservoir de distribution de TALOUDERAR

Le débit d'exploitation de la station de reprise selon la formule (III.16) est de :

$$Q_{\text{exp},SR} = \frac{1241.21}{20 * 3600} \Rightarrow Q_{\text{exp},1} = 0.0172 \text{ m}^3/\text{s} ;$$

Le diamètre économique moyennant la relation (III.4) est tel que :

$$\underline{\text{A.N.}} : D_{ec} = \sqrt{0.0289} \Rightarrow D_{ec} = 0,1313 \text{ m} \text{ donc } D_{ec} = 131.33 \text{ mm}$$

Conclusion :

Le calcul technico-économique du diamètre économique sera pour la gamme de diamètres compris entre **110 et 200 mm**

III.6.7.3. Calcul des frais d'exploitation pour le tronçon (SP2 – Rd)

Tableau III.9: Variation des HMT en fonction du diamètre

| Diamètre | Longueur | Débit | Vitesse | λ | ΔH_{lin} | ΔH_{totale} | Hg | HMT |
|-------------|-------------|--------------|-------------|---------------|------------------|---------------------|---------------|---------------|
| (m) | (m) | (l/s) | (m/s) | | (m) | (m) | (m) | (m) |
| 0.09 | 2800 | 0.018 | 2.83 | 0.1089 | 1384.452 | 1522.89693 | 112.04 | 1634.93 |
| 0.11 | 2800 | 0.018 | 1.90 | 0.0975 | 454.3674 | 499.804093 | 112.04 | 611.84 |
| 0.125 | 2800 | 0.018 | 1.47 | 0.0912 | 224.1304 | 246.543456 | 112.04 | 358.58 |
| 0.16 | 2800 | 0.018 | 1.34 | 0.0805 | 57.60868 | 63.369551 | 112.04 | 175.40 |
| 0.2 | 2800 | 0.018 | 0.57 | 0.0724 | 16.97799 | 18.6757885 | 112.04 | 130.71 |

Les dépenses d'exploitation correspondant aux différents diamètres sont présentées dans le tableau III.10.

Tableau III.10: Variation des dépenses annuelles d'exploitation en fonction du diamètre

| Diamètre (m) | Longueur (m) | Débit (l/s) | HMT (m) | Puissance (Kwh) | Prix unitaire (DA) | Consommation annuelle (Kwh) | Dépense annuelle (DA) |
|--------------|--------------|-------------|---------------|-----------------|--------------------|-----------------------------|-----------------------|
| 0.09 | 2800.00 | 0.02 | 1634.93 | 392.89 | 1.27 | 2868091.98 | 3642476.82 |
| 0.11 | 2800.00 | 0.02 | 611.84 | 146.28 | 1.27 | 1067823.33 | 1356135.62 |
| 0.125 | 2800.00 | 0.02 | 358.58 | 85.23 | 1.27 | 622177.37 | 790165.26 |
| 0.16 | 2800.00 | 0.02 | 175.40 | 41.08 | 1.27 | 299858.39 | 380820.16 |
| 0.20 | 2800.00 | 0.02 | 130.71 | 30.30 | 1.27 | 221213.74 | 280941.45 |
| 0.25 | 2800.00 | 0.02 | 1634.93 | 27.14 | 1.27 | 198088.05 | 251571.82 |

III.6.7.4. Calcul des frais d'investissement

Les dépenses d'investissement correspondant aux différents diamètres sont présentées dans les tableaux suivants :

Tableau III.11 Cout de lit de sable d'une conduite pour un mètre linéaire

| Diamètre (m) | Déblai (U) | cout déblais (DA) | Remblais (U) | cout remblais (DA) | lit de sable (U) | cout de lit de sable |
|---------------------|-------------------|--------------------------|---------------------|---------------------------|-------------------------|-----------------------------|
| 0.09 | 0.82 | 328 | 0.73 | 293.46 | 0.792 | 237.6 |
| 0.11 | 0.87 | 348 | 0.79 | 317.58 | 0.84 | 252 |
| 0.125 | 0.9 | 360 | 0.81 | 325.62 | 0.872 | 261.6 |
| 0.16 | 0.94 | 376 | 0.88 | 353.76 | 0.91 | 273 |
| 0.2 | 0.98 | 392 | 0.9 | 361.8 | 0.101 | 30.3 |
| 0.25 | 1.05 | 420 | 0.95 | 381.54 | 0.113 | 33.75 |

Tableau III.12 Calcul des frais de pose d'une conduite pour un mètre linéaire

| Diamètre (m) | Evacuation (U) | prix évacuation (DA) | Grillage (U) | prix de grillage (DA) | prix total pour 1ml |
|---------------------|-----------------------|-----------------------------|---------------------|------------------------------|----------------------------|
| 0.09 | 0.06 | 18 | 1 | 18 | 895.06 |
| 0.11 | 0.13 | 39 | 1 | 18 | 974.58 |
| 0.125 | 0.2 | 60 | 1 | 18 | 1025.22 |
| 0.16 | 0.27 | 81 | 1 | 18 | 1101.76 |
| 0.2 | 0.34 | 102 | 1 | 18 | 904.1 |
| 0.25 | 0.41 | 123.35 | 1 | 18 | 976.64 |

Tableau III.13 Variation des frais d'investissement en fonction du diamètre

| Diamètre | prix de pose | Prix du ml | Longueur | Prix total | Annuité | Investissement |
|----------|----------------|------------|----------|-------------|---------|----------------|
| (m) | (DA) | (DA) | (m) | (DA) | (DA) | (DA) |
| 0.09 | 895.06 | 694.2429 | 2800 | 4450048.12 | 0.0888 | 395164.2731 |
| 0.11 | 974.58 | 1028.0322 | 2800 | 5607314.16 | 0.0888 | 497929.4974 |
| 0.125 | 1025.22 | 1291.0482 | 2800 | 6485550.96 | 0.0888 | 575916.9252 |
| 0.16 | 1101.76 | 2109.4047 | 2800 | 8991261.16 | 0.0888 | 798423.991 |
| 0.2 | 904.1 | 3364.4637 | 2800 | 11951978.36 | 0.0888 | 1061335.678 |
| 0.25 | 976.64 | 5233.6089 | 2800 | 17388696.92 | 0.0888 | 1544116.286 |

Le bilan des coûts de l'exploitation et de l'investissement est représenté dans le tableau III.14

Tableau III.14 Bilan des frais d'investissement et d'exploitation

| Diamètre | Frais d'exploitation (DA) | Frais d'investissement (DA) | Bilan total (DA) |
|-------------|---------------------------|-----------------------------|--------------------|
| (mm) | | | |
| 0.09 | 3642476.82 | 395164.2731 | 4037641.091 |
| 0.11 | 1356135.62 | 497929.4974 | 1854065.12 |
| 0.125 | 790165.26 | 575916.9252 | 1366082.185 |
| 0.16 | 380820.16 | 798423.991 | 1179244.148 |
| 0.2 | 280941.45 | 1061335.678 | 1342277.128 |
| 0.25 | 251571.82 | 1544116.286 | 1795688.107 |

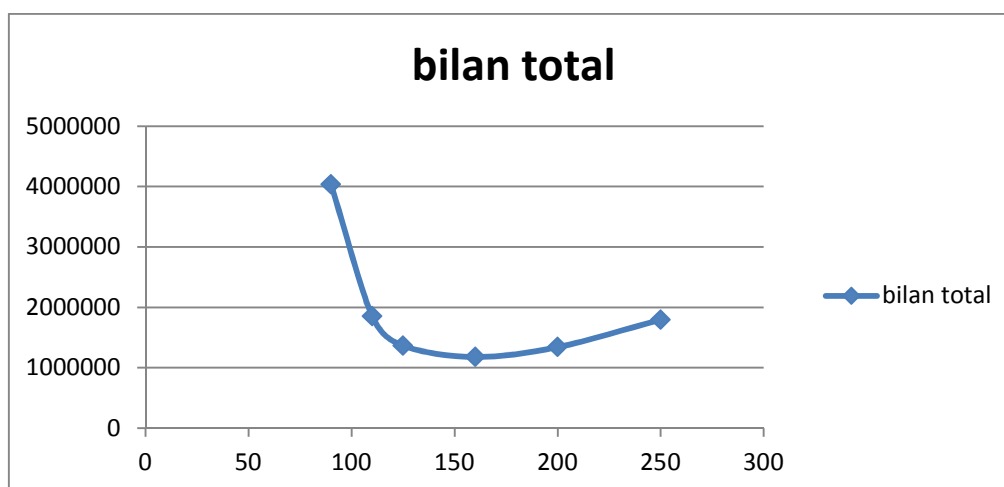


Figure III.2 : le bilan total en fonction du diamètre

Conclusion

Selon la combinaison des frais d'investissement et d'exploitation le diamètre économique du tronçon de refoulement est de : **D=160 mm** avec une vitesse d'écoulement de **V=1.34 m/s**.

III.7. Equipements en ligne

Le long d'une canalisation divers accessoires sont installés pour :

- Assurer un bon écoulement ;
- Régulariser les pressions et mesurer les débits ;
- Protéger les canalisations.

Les décharges servent à protéger les conduites. Elles sont placées aux points bas et sont constituées d'une canalisation piquée sur la génératrice inférieure, aboutissant à un regard maçonnerie.

III .7.1. Les ventouses

Elles sont installées aux points hauts De l'adduction, les ventouses ont trois fonctions :

- De chasser en permanence l'air contenu dans les conduites ;
- Chasser l'air à grands débits au cours des opérations de remplissage des conduites ;
- De laisser pénétrer l'air à grand débit lors de vidange involontaire de la conduite afin d'éviter la mise en dépression ;

Les ventouses sont installées à la génératrice supérieure d'un tuyau.

Le dimensionnement des ventouses se fait en prenant en compte deux paramètres :

- La pression de fonctionnement ;
- La taille de la ventouse déterminée par celle du circuit d'évacuation de l'air dépend lui-même de débit d'air qui doit être chassé au introduit dans la conduite.

III.7.2. Les vannes

III.7.2.1. Robinet vanne

Seront placés à la fin de chaque tronçon, ce sont des vannes dites à fermeture lente, leur manœuvre n'apporte généralement pas de perturbations sensibles dans le réseau (vanne de sectionnement)

III.7.2.2. Robinet papillon

Les robinets à papillon sont également prévues sur la ligne de notre adduction en vue de faciliter les réparations, on éventuelle ces robinets à papillons seront installées avec les vidanges. Ces appareils permettent une fermeture beaucoup plus rapide que les robinets ordinaires.

III.7.3. Les ouvrages spéciaux

Clapet anti-retour, cônes, tés, coudes, vannes à flotteur,.....

Toutes les pièces spéciales sont fabriquées à la demande du maître de l'œuvre ces pièces peuvent comporter des brides à fin de pouvoir se raccorder aux robinets vanne par exemple.

Conclusion

L'étude technico-économique de l'Adduction nous à permet de récapituler ce qui suit :

- Une Adduction par refoulement de 2918 m de longueur avec un diamètre économique **de 200 mm.**
- Un 2^{ème} tronçon de 2800m de longueur avec un diamètre économique de **160mm**
- Le bilan total des frais d'exploitation et d'investissement de l'Adduction est **3287239.462 DA**

Tableau III.15 Bilan général des frais d'investissement et d'exploitation

| Diamètre | 160 (mm) | 200 (mm) | Bilan total (DA) |
|--|---------------------|---------------------|-----------------------------|
| Frais d'exploitation (DA) | 380820.16 | 1003069.06 | 1383889.22 |
| Frais d'investissement (DA) | 798423.991 | 1104926.251 | 1903350.242 |
| Bilan total (DA) | 1179244.148 | 2107995.311 | 3287239.459 |

III.8. la distribution

Le réseau de distribution est un système de conduites connectées entre eux. L'eau est distribuée à partir de ce réseau qui doit être dimensionné de telles façons à assurer le débit maximal et la pression nécessaire à chaque catégorie des consommateurs pendant toute la journée.

III.8.1 Classification des réseaux de distribution

III.8.1.1 Réseau ramifié

C'est un réseau à structure arborescente : constitué par une conduite principale et des conduites secondaires (branches) à partir de nœud à charge fixé (réservoir) qui assure la mise en pression. Ce réseau n'assure aucune distribution de retour, il est économique mais il n'est pas fiable.

III.8.1.2 Réseau maillé

Il est constitué d'une série de tronçons disposés de telle manière qu'il soit possible de décrire une ou plusieurs boucles fermées en suivant son tracé : une telle boucle s'appelle une maille. Il assure une distribution de retour en cas de panne d'un tronçon.

III.8.1.3 Réseau étagé

Le réseau étagé est caractérisé par des différences de niveau très importantes, ce qui fait que la distribution d'eau par le réservoir donne de fortes pressions aux points les plus bas. (Normes de pressions ne sont pas respectées)
En effet, ce système nécessite l'installation d'un réservoir intermédiaire, alimenté par le premier qui permet de régulariser la pression dans le réseau.

Conclusion

Dans le cas de notre travail vu la structure, le relief, et l'importance des agglomérations, le réseau ramifié a été retenu.

III.8.2 Choix du système de distribution

Pour constituer un réseau d'alimentation en eau potable, nous nous basons sur les principaux facteurs suivants :

- L'importance et la composition de la zone d'étude qui nous permettent de déterminer le type système le mieux adapté parmi les systèmes tels que le système unique, le système spécifique : le système domestique, le système industriel et le système d'incendie.
- Le relief de la zone d'étude qui nous permettent de choisir le schéma de distribution : distribution de tête ou à contre-réservoir.
- La structure accidenté de la zone d'étude et son relief entre par rapport a la source .
- Les accessoires hydrauliques.
- Et la nature de la source.

Dans notre cas nous avons choisi le système de distribution avec un réservoir de tête. Dans ce système, les pompes refoulent directement vers le réservoir de stockage puis la distribution sera gravitaire à partir du réservoir vers le réseau de distribution.

III.8.3 Principe du Trace du Réseau Ramifié

Pour le calcul des dimensions du réseau, il convient de se placer dans les hypothèses les plus défavorables. Ces conditions se produisent lorsque les robinets de prise ouverts sont situés le plus en aval possible. Les canalisations doivent être dimensionnées à partir du débit de pointe et d'incendie avec une pression suffisante pour les habitations élevées.

Le prix de revient du réseau doit être minimum, c.-à-d. réseau économique.

Pour le calcul du réseau, les données de départ sont :

- Longueurs des tronçons du réseau déterminées en fonction des plans d'urbanisme et de la topographique de l'agglomération.
- Les débits en chaque point des conduites principales et des branches (débit nodaux obtenus en fonction des besoins de l'agglomération à la base des normes choisies).
- Le débit de distributions continu.
- Les cotes du terrain aux points nodaux du système d'après le plan topographique et la charge dite libre.

III.8.4 Choix du Matériau des Conduites

Le choix du matériau utilisé est en fonction de la pression, de l'agressivité dû aux eaux et au sol, et de l'ordre économique (coût, disponibilité sur le marché), et de la bonne jonction de la conduite avec les équipements auxiliaires (joints, coudes, vannes. Pour la distribution, nous optons pour les tuyaux en PEHD.

III.8.5 Dimensionnement du Réseau

Les résultats du dimensionnement du réseau de distribution sont consignés dans les tableaux en **Annexe II**

Nous remarquons une chute de pression en cas de l'incendie + pointe donc nous proposons la réalisation des petites bâches d'incendie dans les endroits où le risque est grand.

Conclusion

Dans ce chapitre nous avons dimensionné la conduite d'adduction par refoulement du réservoir d'alimentation de BADR EDDINE jusqu'au réservoir de distribution de TALOUDERAR en passant par deux stations de pompage et un réservoir de compensation. Le dimensionnement est basé sur une étude technico-économique. Nous avons obtenus deux diamètres (**200mm**) et (**160mm**) avec des vitesses **1.42m/s** et **1.34m/s** respectivement. Nous avons dimensionné aussi les réseaux de distribution afin d'assurer l'alimentation en eau potable pour les deux villages, le réseau est ramifié car les villages sont dispersés.

Chapitre IV

Etude des réservoirs

Introduction

Les réservoirs sont des ouvrages hydrotechniques variés nécessitant une étude technique approfondie afin qu'ils puissent remplir à bien. Dans le cadre de notre projet d'adduction, les réservoirs de stockage représentent un élément indispensable, et la zone d'étude va prendre en charge un développement futur, ce qui va surement engendrer un déficit en matière de stockage. Donc le but de ce chapitre est de déterminer les volumes de stockage nécessaires et les vérifier de telle façon qu'on assure le meilleur fonctionnement des réseaux.

IV.1. Définition d'un réservoir :

Un réservoir ou un château d'eau est un ouvrage construit dans le but de stockage de l'eau et de régularisation des débits et des pressions.

IV.2. Rôle des réservoirs

Les réservoirs d'eau potable assurent des fonctions générales multiples et de nature à la fois technique et économique

a- Fonction technique

- **Régulation du débit:** Le réservoir est un ouvrage régulateur de débit, il permet d'adapter la production à la consommation.
- **Sécurité d'approvisionnement:** 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, rupture d'une canalisation, interruption de l'alimentation en énergie).
- **Régulation de la pression:** Le réservoir est un régulateur de pression puisque sa charge conditionne la perte de charge sur le réseau.
- **Simplification de l'exploitation** en permettant l'arrêt pour l'entretien ou réparation de certaines installations.
- **Réacteur participant au traitement:** les réservoirs disposés à l'aval immédiat d'une station de traitement en assurant un temps de contact suffisant entre l'agent désinfectant et l'eau, garantissant une désinfection adéquate de celle avant la distribution.

b- Fonction économique

- **Réduction des investissements sur le réseau de distribution:** 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 (réservoir d'équilibre).
- **Réduction des dépenses d'énergie:** Les réservoirs permettent de privilégier le pompage pendant les heures de plus faible coût de l'énergie.

IV.3. Classification des réservoirs [1]

Les réservoirs sont classés selon les critères suivants:

D'après la nature des matériaux, on distingue :

- Réservoirs métalliques
- Réservoirs en maçonnerie
- Réservoirs en béton armé
- Réservoirs en plastique

D'après la situation des lieux, ils peuvent être:

- Réservoirs enterrés
- Réservoirs semi enterrés
- Réservoirs surélevés

D'après la forme de la cuve

- Réservoirs carrés.
- Réservoirs circulaires.
- Réservoirs rectangulaires.

IV.4. choix du réservoir

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 exploitation.

IV.5. Emplacement des réservoirs

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

- Le choix d'emplacement d'un réservoir doit permettre d'assurer aux usagers une pression suffisante au moment des débits de pointe.
- Pour de multitude raisons, il y a tout intérêt, au stricte point de vue de la distribution, à ce que le réservoir se situe aussi près que possible du centre de gravité de la consommation qu'il a à assurer et que l'altitude de son radier doit se situer à un niveau supérieur à la plus haut cote piézométrique exigée sur le réseau.
- Pour des raisons économiques, il est préférable que son remplissage se fasse gravitairement, c'est-à-dire le placer à un point bas par rapport à la prise d'eau.
- Il est préférable que l'emplacement puisse permettre une distribution gravitaire, c'est-à-dire que la côte du radier doit être supérieure à la côte piézométrique maximale dans le réseau.

IV.6. Equipement des réservoirs

IV.6.1. Equipements hydrauliques des réservoirs

Les réservoirs doivent être équipés de :

IV.6.1.1. Conduite d'arrivée

Peut être de type de refoulement, comme elle peut être gravitaire. L'arrivée des eaux peut être soit :

a- Par le haut (chute libre) :

Elle a l'avantage de permettre l'oxygénation des eaux, ce qui peut être favorable pour les eaux souterraines ordinairement pauvres en oxygène, par contre, elle présente l'inconvénient de libérer plus facilement le gaz carbonique dissous, et par suite de favoriser l'entartrage du réservoir et des conduites avals.

b- En bas (siphon noyé) :

Elle a l'avantage de permettre le brassage des eaux qui rentrent et quittent le réservoir, permet une petite économie sur les frais d'exploitation dans le cas d'une adduction par refoulement, mais présente un inconvénient en cas d'accidents sur la conduite de refoulement, le réservoir se vide par siphonage. Il peut y être remédié en disposant un clapet sur l'arrivée du réservoir.

La conduite d'adduction à son débouché dans le réservoir doit pouvoir s'obturer quand l'eau atteint dans la cuve, son niveau maximal : obturation par robinet-flotteur si l'adduction est gravitaire ou dispositif permettant l'arrêt du moteur si l'adduction s'effectue par refoulement.

IV.6.1.2. Conduite de départ ou de distribution

Pour faciliter le brassage de l'eau dans le réservoir, l'orifice de départ de la conduite de distribution devra être situé 0,15 à 0,20 m au dessus du radier et à l'opposé de la conduite d'arrivée ; pour éviter l'entraînement dans la conduite de distribution d'éventuels dépôts décantés dans le réservoir. L'extrémité est munie d'une crépine courbée afin d'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 surtout dans le cas des réservoirs de grande capacité afin d'éviter les dégâts d'inondation en ville.

IV.6.1.3. Conduite de trop plein

A pour but d'assurer l'évacuation du débit d'adduction excédentaire lorsque le niveau de l'eau atteint sa limite maximale dans le réservoir lors de la défaillance du système d'arrêt des pompes et de la vanne flotteur. Le trop-plein est conçu d'être dimensionner afin d'assurer efficacement l'évacuation de l'eau dans un temps raisonnable et on prévoit un siphon qui va empêcher l'introduction des corps étrangers.

IV.6.1.4. Conduite de vidange

C'est une conduite au point bas du réservoir généralement raccordée à la conduite trop plein, elle va permettre la vidange totale pour le nettoyage et l'éventuelle réparation de réservoir. Cette conduite doit être nettoyée après chaque vidange pour éviter le dépôt de sable qui entraîne une difficulté de manœuvre.

IV.6.1.5. Conduite By-pass

Afin d'assurer la continuité de la distribution au moment de nettoyage du réservoir, on doit relier la conduite d'adduction à celle de distribution par un tronçon de conduite appelé By-pass.

IV.6.1.6. 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 est atteint. Nous distinguons le système à deux prises et le système à évent.

a). Système à deux prises :

Deux conduites sortent du réservoir, l'une prend son départ juste au niveau de la réserve d'incendie l'autre au fond de la réserve d'incendie et elle est munie d'un robinet vanne. Ces conduites se rencontrent dans la chambre de manœuvre.

Quand le niveau d'eau dans la cuve atteint le niveau de la consigne d'incendie, l'alimentation cesse de se faire et la réserve d'incendie reste intacte. Le robinet vanne cité ci-dessus est responsable de la préservation de la réserve d'incendie.

La réserve d'incendie n'est pas convenablement renouvelée, la stagnation de l'eau conduit à sa dégradation et aux dépôts dans le réservoir.

b). Système à siphon :

Une seule conduite sort de la cuve et prend son départ au fond de la réserve d'incendie.

Arrivant dans la chambre de manœuvre, cette conduite comporte un siphon muni d'un évent et de trois robinets vanne.

Le premier est placé avant le siphon, le deuxième à sa sortie et le troisième sur le tronçon de la conduite, entre les deux bouts du siphon.

Quand le niveau d'eau dans le réservoir atteint le niveau de la consigne d'incendie, le système se désamorçe grâce à l'évent tout en laissant le premier et le deuxième robinet ouverts.

Le premier et le troisième robinet vanne sont responsables de la préservation de la réserve d'incendie.

IV.6.2. Equipements de nettoyage

- ✓ Trappes de visite pour le personnel et le matériel.
- ✓ Equipements spéciaux pour le nettoyage.
- ✓ Pompe d'alimentation en eau.

IV.7. Entretien des réservoirs

L'humidité qui règne dans les réservoirs augmente le phénomène de corrosion des parties métalliques, donc une surveillance régulière est nécessaire pour empêcher à la fois l'apparition de ce phénomène, ainsi que d'éventuelles fissures.

Un soin particulier est à apporter au nettoyage des cuves ; opération comportant plusieurs étapes telles que :

- L'isolement et vidange de la cuve ;
- Élimination des dépôts sur les parois ;
- Examen des parois et réparations éventuelles ;
- Désinfection des parois à l'aide des produits chlorés ;
- Remise en service.

IV.8. Hygiène et sécurité

Certaines normes d'hygiène et de sécurité sont exigées dans les réservoirs afin de protéger l'eau qu'ils contiennent de toute pollution d'origine extérieure, par conséquent, les réservoirs doivent :

- Comporter une couverture qui protège l'eau contre les variations de température et l'introduction des corps étrangers ;
- Avoir un périmètre de protection afin d'éviter tout rapprochements d'animaux ou d'individus étrangers (sauf le personnel) ;
- Etre éclairés en laissant quelques ouvertures munies d'épaisses plaques de verre ;
- Avoir les robinets de puisage, et cela pour faciliter l'exécution des prélèvements pour le contrôle de l'eau ;
- De procéder à un nettoyage au moins annuel du réservoir ;
- Avoir les robinets de puisard pour faciliter le contrôle de l'eau.
- Etre aérés par les orifices de grillage.

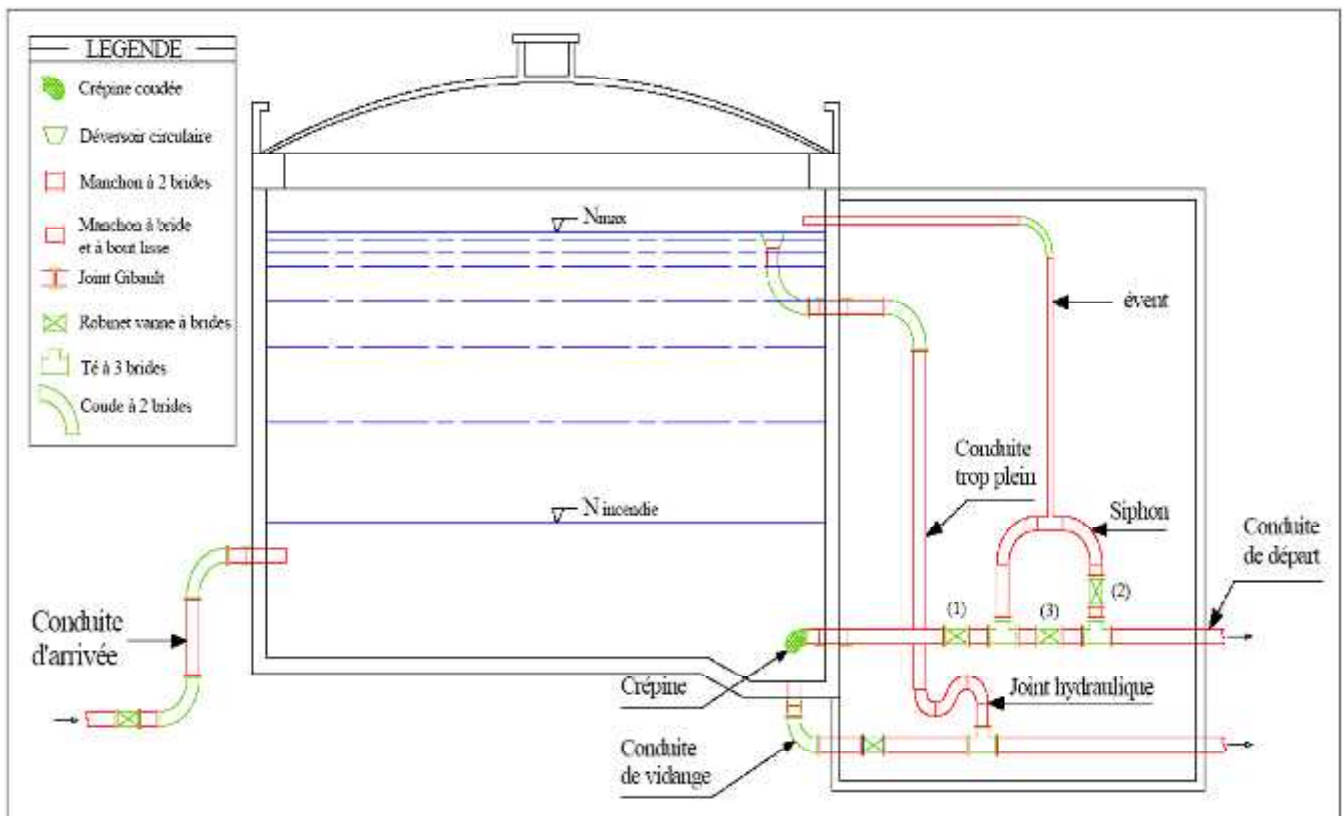


Figure. IV.1 : Schéma d'un réservoir

IV.9. Capacités des réservoirs :

Le volume d'eau à stocker peut être réparti sur un ou plusieurs réservoirs en fonction de l'importance de la collectivité à alimenter.

La capacité d'un réservoir doit être estimée en tenant compte des variations de débit à l'entrée comme à la sortie, c'est-à-dire d'une part du mode d'exploitation des ouvrages situées en amont, et d'autre part de la variabilité de la demande.

La capacité d'un réservoir peut être calculée selon deux méthodes à savoir :

- **La méthode analytique.**
- **La méthode graphique.**

IV.9.1. Méthode analytique :

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

$$V_r = \frac{Q_{maxj} F_{max}}{100} \quad (IV.1)$$

Avec:

- V_r : volume de régulation de réservoir (m^3).
- R_{max} : résidu maximal.
- $Q_{max,j}$: débit maximum journalier entrant dans le réservoir (m^3/j).
-

La réserve d'incendie est par définition, la réserve minimale d'eau nécessaire pour l'extinction d'un sinistre moyen d'une durée de deux heures avec un débit moyen de $60m^3/h$, en conséquence cette réserve minimale à prévoir est de $120 m^3$. Le volume du réservoir serait donc :

$$V_t = V_r + V_{inc} \quad (IV.2)$$

➤ **Détermination de résidu maximum dans les réservoirs :**

Pour dimensionner un réservoir, on est appelé à déterminer le résidu maximal. Souvent celui-ci peut être localisé aux environs des heures de pointe où la consommation est élevée. La variation entre le débit entrant et le débit à distribuer peut nous permettre sa localisation. Donc si la déférence de débit entrant au réservoir est supérieure à celui qui sort de ce dernier cela indique qu'il y a un surplus ; et dans le cas contraire, on aura un déficit.

On détermine ensuite le résidu dans le réservoir pour chaque heure. La valeur maximale trouvée sera le pourcentage du volume de stockage.

Tableau IV.1: Estimation de la capacité de réservoir de DRAA LEBIEDH par la méthode analytique (réservoir de compensation)

| heure | consommation | pompage | surplus | déficits | résidus |
|--------|--------------|---------|---------|----------|----------|
| 1 | % | % | % | % | % |
| 0--1 | 1 | 5 | | 1 | 13 |
| 1--2 | 1 | 5 | | 1 | 17 |
| 2--3 | 1 | 5 | | 1 | 21 |
| 3--4 | 1 | 5 | | 1 | 25 |
| 4--5 | 2 | 5 | 3 | | 28 |
| 5--6 | 3 | 5 | 2 | | 30 |
| 6--7 | 5 | 5 | | | 30 |
| 7--8 | 6.5 | 5 | | 1.5 | 28.5 |
| 8--9 | 6.5 | 5 | | 1.5 | 27 |
| 9--10 | 5.5 | 5 | | 0.5 | 26.5 |
| 10--11 | 4.5 | 5 | 0.5 | 0 | 27 |
| 11--12 | 5.5 | 5 | | 0.5 | 26.5 |
| 12--13 | 7 | 5 | | 2 | 24.5 |
| 13--14 | 7 | 5 | | 2 | 22.5 |
| 14-15 | 5.5 | 5 | | 0.5 | 22 |
| 15--16 | 4.5 | 5 | | 0 | 22.5 |
| 16--17 | 5 | 5 | | 0 | 22.5 |
| 17--18 | 6.5 | 0 | | 1.5 | 16 |
| 18--19 | 6.5 | 0 | | 1.5 | 9.5 |
| 19--20 | 5 | 0 | | | 4.5 |
| 20--21 | 4.5 | 0 | 0.5 | | 0 |
| 21--22 | 3 | 5 | 2 | | 2 |
| 22--23 | 2 | 5 | 3 | | 5 |
| 23--24 | 1 | 5 | 4 | | 9 |
| Total | 100 | 100 | | | |

Alors le volume du réservoir sera :

$$V_r = \frac{30 \times 2077.87}{100} = 623.361 \text{ m}^3$$

$$V_T = 114.28 + 120 = 743.365 \text{ m}^3$$

$$V_T = 745 \text{ m}^3$$

Nous normalisons le volume à 1000 m^3

Donc le volume de notre réservoir de compensation est de **1000 m^3**

IV .10. Dimensionnement du réservoir de DERRAA LEBIADH (Réservoir de compensation) :

IV .10.1. Calcul la section de la cuve du réservoir :

$$S_{RESERVOIR} = \frac{V_{RESERVOIR}}{H_{RESERVOIR}} \quad (\text{IV.3})$$

- $S_{RESERVOIR}$: Surface (section) de la cuve du réservoir en m^2
- $V_{RESERVOIR}$: Volume du réservoir (m^3)
- $H_{RESERVOIR}$: Hauteur du réservoir (m), varie entre (3 et 6) m.

$$S_{RESERVOIR} = \frac{1000}{5} \quad S_{RESERVOIR} = 200 \text{ m}^2$$

IV .10.2. Calcul le Diamètre de la cuve du réservoir :

$$S_{RESERVOIR} = 3,14 \times \frac{D_{RESERVOIR}^2}{4} \quad (\text{IV.4})$$

- $S_{RESERVOIR}$: Section circulaire (m^2)
- $D_{RESERVOIR}$: Diamètre du réservoir (m)

D'où :

$$D_{RESERVOIR} = \sqrt{\frac{S_{RESERVOIR} \times 4}{3,14}}$$

On trouve $D_{RESERVOIR} = 16 \text{ m}$

IV .10.3. Calcul de la hauteur d'incendie :

$$V_{\text{incendie}} = S_{RESERVOIR} \times H_{\text{incendie}} \quad (\text{IV.5})$$

D'où : $H_{\text{incendie}} = \frac{V_{\text{INCENDIE}}}{S_{RESERVOIR}}$

- V_{incendie} : Volume d'incendie (m^3)

- H_{incendie} : Hauteur de la réserve d'incendie dans le réservoir (m)
- $S_{\text{RESERVOIR}}$: Surface (section) de la cuve du réservoir (m^3)

$$H_{\text{incendie}} = \frac{V_{\text{INCENDIE}}}{S_{\text{RESERVOIR}}} \quad H_{\text{incendie}} = 0.6\text{m}$$

Les résultats sont représentés dans le tableau IV.2

Tableau IV.2 : caractéristique du réservoir de compensation

| | Volume (m^3) | Diamètre (m) | Hauteur(m) | Cote radie(m) | Cote trop plein(m) |
|--------------|------------------|--------------|------------|---------------|--------------------|
| Horizon 2040 | 1000 | 16 | 5 | 475.13 | 480.13 |

IV .11. Dimensionnement du réservoir de TALOUDERAR :

Tableau IV.3: Estimation de la capacité de réservoir de TALOUDERAR par la méthode analytique

| heure | consommation | pompage | Surplus | déficits | résidus |
|--------|--------------|---------|---------|----------|----------|
| 1 | % | % | % | % | % |
| 0--1 | 1 | 5 | | 1 | 13 |
| 1--2 | 1 | 5 | | 1 | 17 |
| 2--3 | 1 | 5 | | 1 | 21 |
| 3--4 | 1 | 5 | | 1 | 25 |
| 4--5 | 2 | 5 | 3 | | 28 |
| 5--6 | 3 | 5 | 2 | | 30 |
| 6--7 | 5 | 5 | | 0 | 30 |
| 7--8 | 6.5 | 5 | | 1.5 | 28.5 |
| 8--9 | 6.5 | 5 | | 1.5 | 27 |
| 9--10 | 5.5 | 5 | | 0.5 | 26.5 |
| 10--11 | 4.5 | 5 | 0.5 | | 27 |
| 11--12 | 5.5 | 5 | | 0.5 | 26.5 |
| 12--13 | 7 | 5 | | 2 | 24.5 |
| 13--14 | 7 | 5 | | 2 | 22.5 |
| 14-15 | 5.5 | 5 | | 0.5 | 22 |
| 15--16 | 4.5 | 5 | 0.5 | | 22.5 |
| 16--17 | 5 | 5 | | | 22.5 |
| 17--18 | 6.5 | 0 | | 1.5 | 16 |
| 18--19 | 6.5 | 0 | | 1.5 | 9.5 |
| 19--20 | 5 | 0 | | | 4.5 |
| 20--21 | 4.5 | 0 | 0.5 | | 0 |
| 21--22 | 3 | 5 | 2 | | 2 |
| 22--23 | 2 | 5 | 3 | | 5 |
| 23--24 | 1 | 5 | 4 | | 9 |
| Total | 100 | 100 | | | |

Alors le volume du réservoir sera :

$$V_r = \frac{30 \times 1241.21}{100} = 372.36 \text{ m}^3$$

$$V_T = 372.36 + 120 = 492.36 \text{ m}^3$$

$$V_T = 490 \text{ m}^3$$

nous normaliserons la volume à $V_T = 500 \text{ m}^3$

Donc le volume de notre réservoir est de **500m³**

IV .11.1. Calcul la section de la cuve du réservoir :

$$S_{RESERVOIR} = \frac{V_{RESERVOIR}}{H_{RESERVOIR}} \quad (\text{IV.6})$$

- $S_{RESERVOIR}$: Surface (section) de la cuve du réservoir en m²
- $V_{RESERVOIR}$: Volume du réservoir (m³)
- $H_{RESERVOIR}$: Hauteur du réservoir (m), varie entre (3 et 6) m.

$$S_{RESERVOIR} = \frac{500}{5} \quad S_{RESERVOIR} = 100 \text{ m}^2$$

IV .11.2. Calcul le Diamètre de la cuve du réservoir :

$$S_{RESERVOIR} = 3,14 \times \frac{D_{RESERVOIR}^2}{4} \quad (\text{IV.7})$$

- $S_{RESERVOIR}$: Section circulaire (m²)
- $D_{RESERVOIR}$: Diamètre du réservoir (m)

D'où :

$$D_{RESERVOIR} = \sqrt{\frac{S_{RESERVOIR} \times 4}{3,14}}$$

On trouve **$D_{RESERVOIR} = 11.28\text{m}$**

IV .11.3. Calcul de la hauteur d'incendie :

$$V_{INCENDIE} = S_{RESERVOIR} \times H_{INCENDIE} \quad (\text{IV.8})$$

$$\text{D'où : } H_{INCENDIE} = \frac{V_{INCENDIE}}{S_{RESERVOIR}}$$

- V_{incendie} : Volume d'incendie (m^3)
- $S_{\text{reservoir}}$: Surface (section) de la cuve du réservoir (m^2)
- H_{incendie} : Hauteur de la réserve d'incendie dans le réservoir (m)

$$H_{\text{incendi}} = \frac{V_{\text{INCENDIE}}}{S_{\text{RESERVOIR}}} \quad H_{\text{incendi}} = 1.2 \text{ m}$$

Remarque :

Le réservoir existant à TALAOUDERAR est de 50 m^3 donc la réalisation d'un nouveau réservoir est indispensable.

Tableau IV.4 : caractéristique du réservoir de distribution de TALAOUDERAR

| | Volume (m^3) | Diamètre (m) | Hauteur(m) | Cote radie(m) | Cote trop plein(m) |
|--------------|-------------------------|--------------|------------|---------------|--------------------|
| Horizon 2040 | 500 | 12 | 5 | 582.17 | 587.17 |

IV .12. Caractéristique du réservoir d'alimentation :

Le réservoir d'alimentation situé à BADRE EDDINE (5000m^3) est alimenté à partir du station de traitement de BOUDOUAOU en passant par un réservoir existant à KHEMIS EL KHACHENA en utilisant une conduite de refoulement de $\varnothing 250 \text{ mm}$ en fonte , dans le cadre du transfert et raccordement au système de production et extension des réseaux d'AEP avec renforcement des capacités de stockage à partir du barrage de TAKSEPT.

Ce réservoir ayant un débit de 54l/s

Tableau IV.5 : caractéristique du réservoir d'alimentation

| | Volume (m^3) | Diamètre (m) | Hauteur(m) | Cote radie(m) | Cote trop plein(m) |
|--------------|-------------------------|--------------|------------|---------------|--------------------|
| Horizon 2040 | 5000 | 16 | 5.5 | 261,5 | 267 |

Conclusion :

A travers cette zone d'étude nous avons remarqué que les ouvrages de stockage sont insuffisants à cet effet, il est indispensable de réaliser deux autres réservoirs plus grands (1000 m^3) et (500m^3) afin de satisfaire la demande en eau aux usagers à l'horizon d'étude 2040.

Chapitre V

Pompes et stations de pompage

Introduction

Ce chapitre a pour but, l'étude et le choix de la pompe idéal adapté à l'usage de notre projet et qui nous permet d'assurer le débit appelé et la hauteur manométrique totale au niveau de la nouvelle station de pompage projetées le long de l'adduction.

V.1. Définition :

Une pompe est un système d'élévation d'eau, c'est la transformation d'énergie mécanique en énergie hydraulique composée par des organes différents.

La pompe est entraînée par un moteur électrique.

Elle peut être une pompe à axe :

- horizontal
- vertical
- oblique

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 fabriquée en série.

On opte pour les pompes ITALIE (pompes centrifuge multicellulaire à axe horizontal de marque CAPRARI.)

Remarque :

Pour l'alimentation en eau potable on installe nos pompes en charge.

V.4.Choix du nombre de pompes

Les critères de choix du nombre de pompes sont :

- Nombre de pompes minimal.
- Meilleur rendement.
- Charge nette d'aspiration requise (NPSH)_r minimale.
- Nombre d'étage minimal.
- Puissance absorbée minimale.

V.5 Choix du nombre de pompes Centrifuges suivant le logiciel CAPRARI pour (SP1)

On cherche à déterminer un nombre de pompes optimal on basant sur l'utilisation de logiciels CAPRARI :

Tableau V.1 : Variantes pour le choix du nombre de pompes

| N | Q appelé (l/s) | HMT appelée (m) | Type de pompe | HMT (m) | η (%) | Vitesse (tr/min) | Nbre d'étage | Pabs (Kw) | (NPSH) r (m) |
|----------|----------------------|-----------------------|------------------|------------|---------------|---------------------|-----------------|--------------|--------------------|
| 1 | 33.6 | 272.13 | PM100/5C | 281 | 59.2 | 2900 | 5 | 121 | 3.65 |
| 2 | 16 | 272.13 | PM65/7A | 277 | 70.2 | 2900 | 7 | 62.3 | 1.77 |
| 3 | 9.22 | 272.13 | HMU50-1/6A | 259 | 69.1 | 2900 | 6 | 34 | 2.04 |
| 4 | 7.75 | 272.13 | HMU50-1/6A | 271 | 65.8 | 2900 | 6 | 31.4 | 1.97 |
| 5 | 6.57 | 272.13 | HMU50-1/6A | 278 | 62.3 | 2900 | 6 | 29.2 | 2 |

A partir du tableau (V .1), on déduit que la variante de deux (02) pompe est la meilleure du point de vue rendement, puissance absorbée et nombre de pompes en parallèle.

Conclusions

- On opte pour un nombre de pompe de deux (02).
- Ces deux (02) pompes sont identiques de type **PM65/7A CAPRARI**.
- Le choix des pompes de secours est en fonction du nombre principal des pompes (N)
 - Si $N < 4 \rightarrow 1$ seule pompe de secoure.
 - Si $4 < N < 6$, $N=6$, $N=4 \rightarrow 2$ pompes de secoures.
 - Si $N > 6 \rightarrow 3$ pompes de secours.

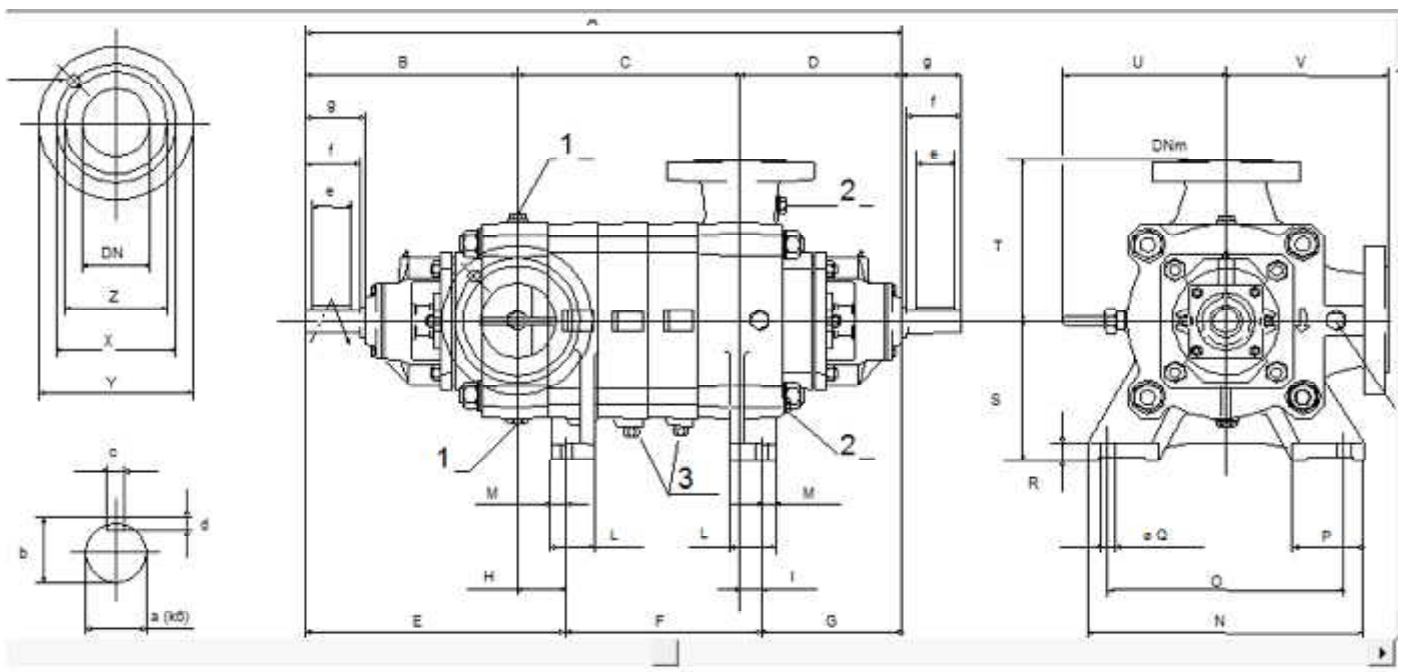
Dans ce cas on a $N=2$ donc on a une pompe de secours de type PM65/7A CAPRARI.

V.5.1 Fiche technique de la pompe choisie

Pompe PM65/7A

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

V.5.2 les dimensions de la pompe PM65/7A



| Dimensions | | | | | | |
|------------|---------------------|---------|---------|---------|----------------------|----------------------|
| A = 1013 | D = 229 | E = 354 | H = 65 | No = 8 | T = 220 | Y _s = 200 |
| a = 32 | d = 8 | e = 60 | l = 30 | O = 320 | U = 239 | Z _d = 120 |
| B = 289 | d _d = 18 | F = 460 | L = 65 | P = 90 | V = 220 | Z _s = 138 |
| b = 35 | d _s = 18 | f = 75 | M = 20 | Q = 18 | X _d = 145 | |
| c = 10 | DNa = 80 | G = 199 | N = 370 | R = 23 | X _s = 160 | |
| C = 495 | DNm = 65 | g = 90 | No = 8 | S = 180 | Y _d = 205 | |

Figure V.1 : les dimensions de la pompe PM65/7A

V.6 .Courbes caractéristiques des pompes choisies

Les courbes caractéristiques de la pompe sont :

- La courbe de la hauteur en fonction de débit [H-Q] ;
- La courbe de la puissance absorbé en fonction de débit [Pabs - Q] ;
- La courbe de rendement en fonction de débit [η -Q] ;
- La courbe de (NPSH)r en fonction de débit [(NPSH)r - Q] .

Les courbes caractéristiques de la pompe sont retirées a partir de logiciel de CAPRARI et sont Représentées par la figure (V.2)

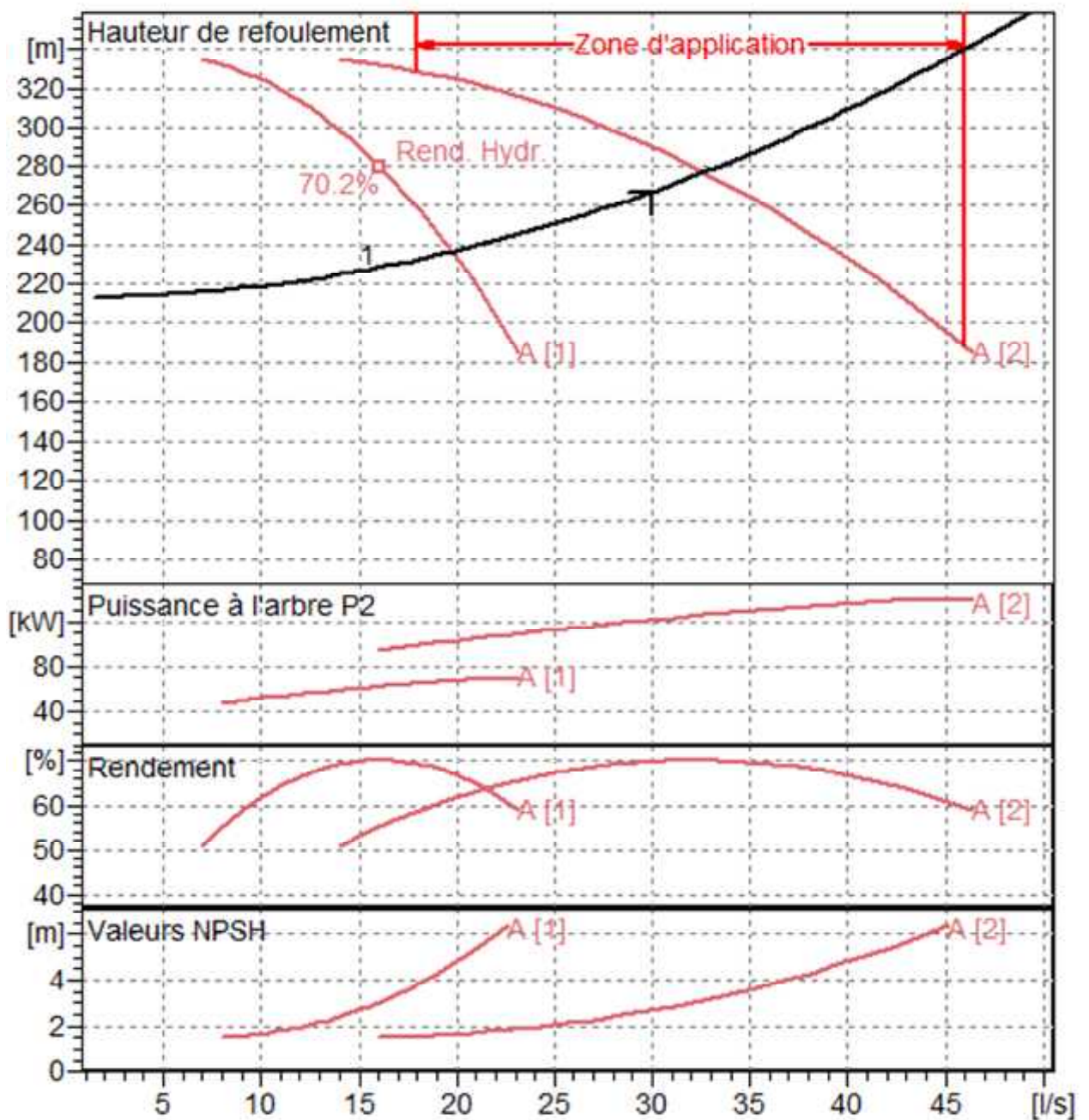


Figure V.2 : Les courbes caractéristiques de la pompe de type PM 65/7A

V .7 .Point de fonctionnement d'une pompe :

Pour notre cas la détermination de point de fonctionnement nous donne toutes les informations nécessaires pour la bonne installation et calage, et meilleur rendement, ainsi une longue durée de vie.

V .7.1 Courbe caractéristique de la conduite :

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

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

- H_g : hauteur géométrique (m) ;
- Δh_t : perte de charge totale occasionnée par la conduite (m) ;

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

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

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

- λ : coefficient de frottement qui est en fonction de la rugosité de la paroi interne de la conduite et du régime d'écoulement;
- L_{ref} : longueur de la conduite de refoulement (m) ;
- Q : débit refoulé par la pompe (m³/s) ;
- D_{ec} : diamètre économique de la conduite de refoulement (m) ;
- g : accélération de la pesanteur (m/s²).

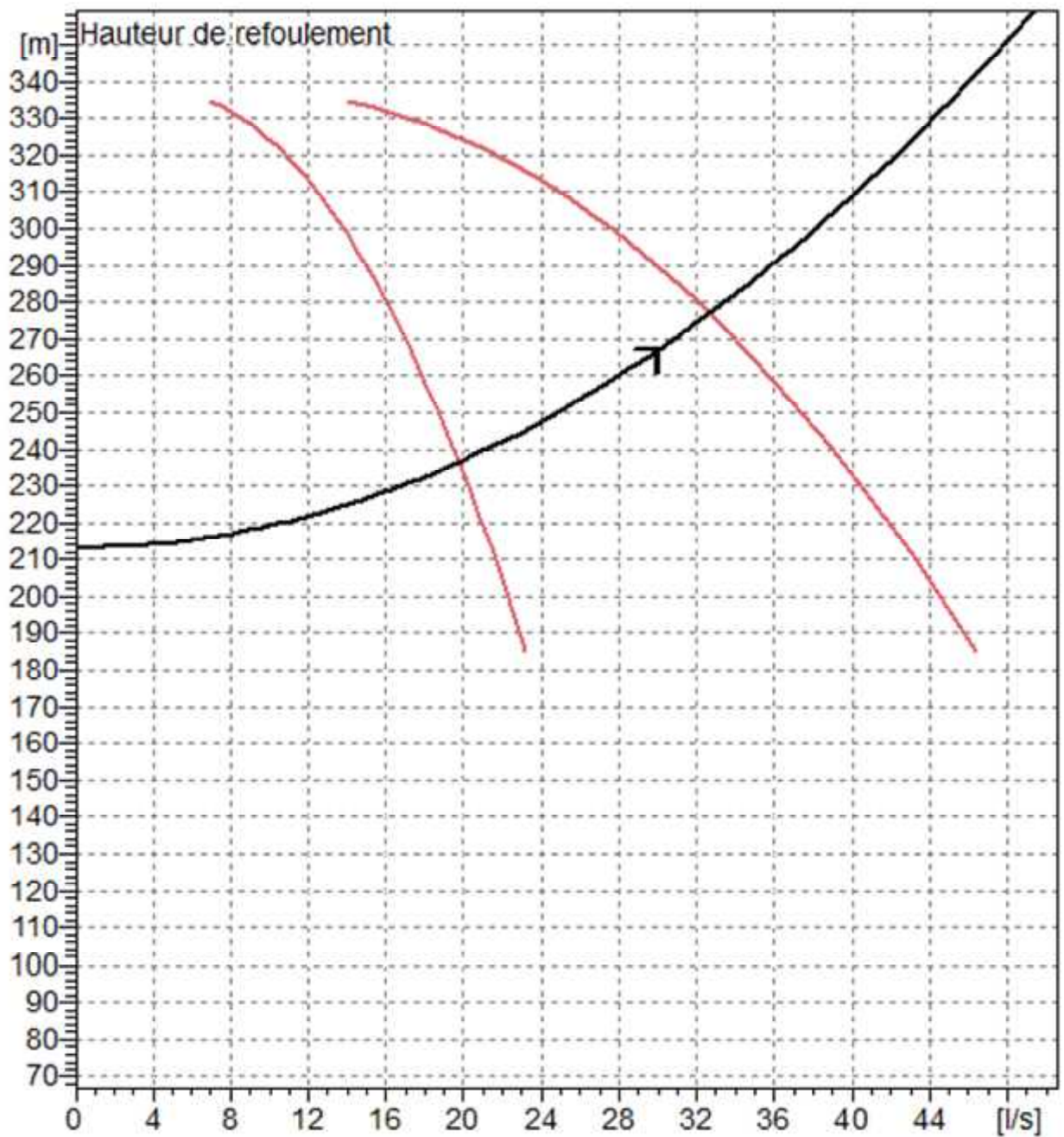


Figure V.3: Point de fonctionnement de la pompe de type PM 65/7A

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

$$\begin{cases} Q_A = 32 \text{ l/s} > Q_{app} = 30 \text{ l/s} \\ H_A = 280 \text{ m} > H_{app} = 272.13 \text{ m} \end{cases}$$

V.8 Modes de réglage

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

❖ **Si le Débit disponible > Débit appelé**

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

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

Le rendement de l'installation après vannage est :

$$\eta_{inst_{ap,van}} = \eta_{inst_{av,van}} * \frac{H_{app}}{H_{app} + h_v} \quad (\text{V.4})$$

- ✓ $\eta_{inst_{ap,van}}$: rendement de l'installation après le vannage (%) ;
- ✓ $\eta_{inst_{av,van}}$: rendement de l'installation avant le vannage (%) ;
- ✓ H_{app} : hauteur manométrique appelée (m) ;
- ✓ h_v : différence entre la hauteur H' et la hauteur appelée ;

$$h_v = H' - H_{app} \quad (\text{V.5})$$

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

$$t' = \frac{Q_{app}}{Q_{pf}} * t \quad (\text{V.6})$$

Avec :

- ✓ t : temps prévu de fonctionnement de la station de pompage par jour (h);
- ✓ t' : nouveau temps de fonctionnement de la station de pompage par jour (h);
- ✓ Q_{pf} : débit correspondant au point de fonctionnement de la pompe (m^3/h).

5. **Changement du type de la pompe** : si cela est possible.
6. **Rognage** : C'est la diminution du diamètre de la roue, en gardant la même vitesse de rotation, et la même distance entre les deux flasques. Mais il reste déconseillé puisque il provoque la formation des bulles

❖ **Si le débit disponible < Débit appelé**

- **Qualitatif** : augmentation de la vitesse de rotation de la pompe.
- Changement de type de pompe

Remarque

On étudie les différents modes de réglage possibles pour opter au mode occasionnant la chute de rendement la plus faible et la puissance absorbée la plus faible, dans notre cas, les modes de réglage à étudier sont le vannage et la diminution du temps de pompage.

1. Vannage :

Nous avons les données suivantes :

- $\eta_{inst}^{av,van} = 70.2\%$
- $H' = 290\text{m}$; $H_{app} = 272.13\text{m}$; $H_v = 290 - 272.13 = 17.87\text{ m}$

Donc nous avons :

$$\eta_{inst}^{av,van} = 70.2 * 272.13 / (272.13 + 17.87) = 65.87\%$$

La nouvelle puissance absorbée est de :

$$Q = \frac{30}{2} = 15\text{l/s} = 54\text{m}^3/\text{s} \quad \text{donc } P_{abs} = \frac{9.81 * 54 * 290}{0.659 * 3600} = 64.75\text{K}\omega$$

2. Diminution du temps de pompage :

Le nouveau temps de pompage sera :

- $T' = \frac{9.81 * 54 * 290}{0.659 * 3600} * 20 = 18.75\text{H} = 18\text{H}45\text{ min}$;

Le rendement de la pompe est de $\eta = 70.2\%$

La nouvelle puissance absorbée est de :

$$Q = \frac{32}{2} = 16\text{l/s} = 57.6\text{m}^3/\text{h} \quad \text{donc } P_{abs} = \frac{9.81 * 57.6 * 280}{0.702 * 3600} = 62.6\text{K}\omega$$

Conclusion :

Nous avons choisi le mode de réglage par diminution de temps de pompage de 20h à 18h et 45 min ; ce mode nous donne une puissance absorbée minimale et un rendement maximal.

V.9.Choix du moteur électrique

V.9.1.Critères du choix du moteur électrique

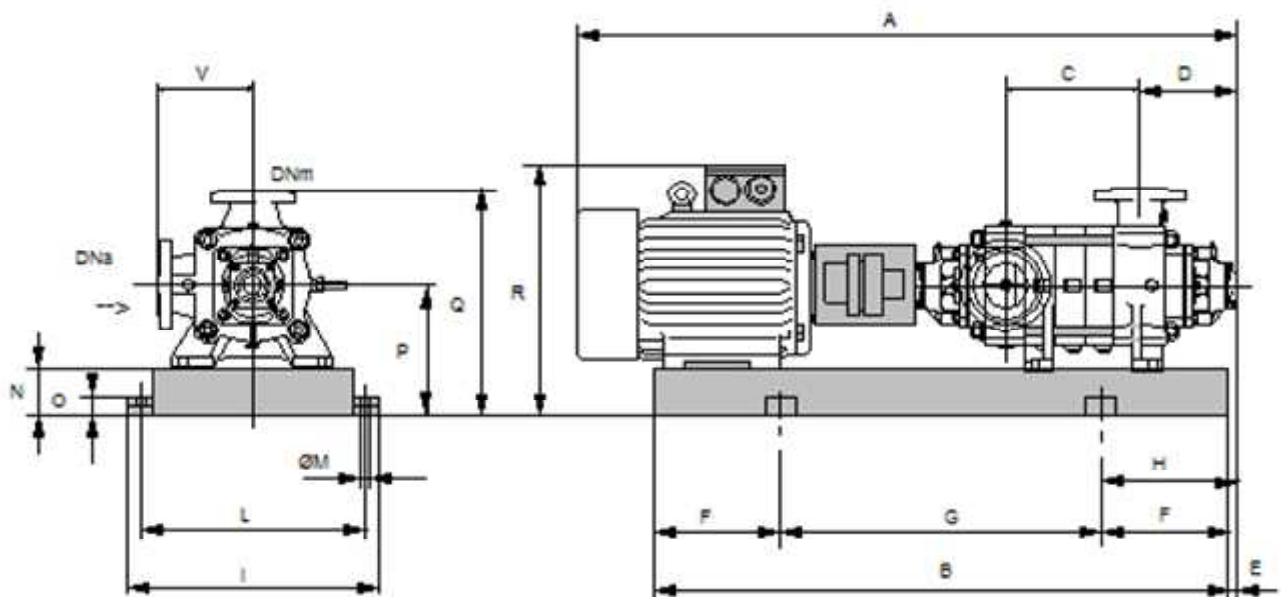
Les critères de choix du moteur électrique sont :

- Puissance absorbée minimale ;
- Position de l'arbre de transmission horizontale ou verticale ;
- Tension d'alimentation.

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.

V.9.2.Caractéristiques du moteur

- Fréquence : 50Hz
- Tension nominale : 400V
- vitesse nominale : 2950 tr/mim
- Nombre de pôles : 2
- Puissance nominal : 75Kw
- Courent nominal : -A
- Type de moteur : 3~
- Asynchrone, triphasé, fermé, normalisé conformément aux normes UNEL-IEC, ventilation extérieure, rotor en court-circuit.
- Forme de construction : B3
- Degré de protection : IP55
- Classe d'isolation : F



| Dimensions | | | |
|------------|----------|---------|---------|
| A = 1942 | E = 139 | M = 20 | V = 220 |
| B = 1661 | F = 300 | N = 140 | |
| C = 495 | G = 1061 | O = 45 | |
| D = 229 | H = 439 | P = 320 | |
| DNa = 80 | I = 670 | Q = 540 | |
| DNm = 65 | L = 620 | R = 836 | |

Figure V.4. Dimensions de la pompe+moteur choisie

V.10. Etude de la cavitation

La cavitation est la perturbation du courant liquide juste à l'entrée de la pompe en fonctionnement, cela se produit à une température constante, la pression absolue est inférieure ou égale à la pression de vapeur ;

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

- $(NPSH)_r$: Charge nette d'aspiration requise, elle est fournie par le constructeur ;
- $(NPSH)_d$: Charge nette d'aspiration disponible, elle est fournie par l'installateur.

$$(NPSH)_d = (NPSH)_r + r \tag{V.8}$$

- r : marge de sécurité, $r = (0,3 - 0,5)$ m.

On prend : $r = 0,5$ 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, nous installons nos pompes en charge au niveau de chaque station de pompage, alors la hauteur d'aspiration admissible est régie par la relation suivante :

$$(NPSH)_d = \frac{P_{at}}{\varpi} - \frac{P_v}{\varpi} - \sum h_p^{asp} - \frac{V_{asp}^2}{2g} + h_{adm}^{asp} = (NPSH)_r + 0,5 \tag{V.9}$$

$$\Rightarrow h_{adm}^{asp} = -\frac{P_{at}}{\varpi} + \frac{P_v}{\varpi} + \sum h_p^{asp} + \frac{V_{asp}^2}{2g} + (NPSH)_r - 0,5$$

- V_a : vitesse d'écoulement dans la conduite d'aspiration (m/s) ;
- P_{at} : pression atmosphérique (m.c.e) ;
- $T_v = \frac{P_v}{\varpi}$: tension de vapeur d'eau (m.c.e)

Tableau V.2: Variation de la tension de vapeur d'eau en fonction de la température

| | | | | | | | | |
|------------------------------|------|------|------|------|------|------|------|-------|
| T° (°C) | 5 | 10 | 20 | 30 | 40 | 50 | 80 | 100 |
| T_v (m.c.e) | 0,09 | 0,12 | 0,24 | 0,43 | 0,75 | 1,25 | 4,82 | 10,33 |

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

- Δh_{asp} : perte de charge totale du coté aspiration.

$$\bullet \Delta h_{asp} = (1,10 - 1,15) * \Delta h_{asp}^{lin} \tag{V.10}$$

$$\bullet \Delta h_{asp}^{lin} \text{ elle sera estimée par : } \sum h_{asp}^{lin} = \frac{4 * L_{asp}}{1000}$$

- V_{asp} : vitesse d'écoulement dans la conduite d'aspiration (m/s), $V_{asp} = \frac{4.Q}{\pi.D_a^2}$
- D_a : diamètre de la conduite d'aspiration,

$$D_a = (1,2 - 1,5) * DN1 \quad (V.11)$$

Avec : DN1 : diamètre de la tubulure d'aspiration (mm).

V.10.1 Détermination de la hauteur admissible d'aspiration

Nous avons :

$$(NPSH)_d = (NPSH)_r + 0,5$$

$$(NPSH)_d = \frac{P_{at}}{\varpi} - \frac{P_v}{\varpi} - \sum h_p^{asp} - \frac{V_{asp}^2}{2g} + h_{adm}^{asp} = (NPSH)_r + 0,5$$

$$\Rightarrow h_{adm}^{asp} = -\frac{P_{at}}{\varpi} + \frac{P_v}{\varpi} + \sum h_p^{asp} + \frac{V_{asp}^2}{2g} + (NPSH)_r + 0,5$$

Donc :

La longueur d'aspiration $L_{asp} = 10 \text{ m}$

$$\sum h_{asp}^{lin} = \frac{10.4}{1000} = 0,04 \text{ m}$$

$$\sum h_p^{sing} = (0,10 \div 0,15) \cdot \sum h_p^{lin}$$

$$\sum h_p^{sing} = 0,15 \cdot 0,04 = 0,006 \text{ m}$$

$$\sum h_p^{asp} = 0,04 + 0,006 = 0,046 \text{ m}$$

$$V_{asp} = \frac{4.Q}{\pi.D_a^2} = 0.88 \text{ m/s}$$

Les pompes sont installés en charge donc on prend un $l_{asp} = 4 \text{ m}$

donc :

$$(NPSH)_d = 10,33 - 0,24 - 0,046 - 0,03 - 4 = 6.014 \text{ m}$$

Donc : $(NPSH)_d = 6.014 \text{ m} > 1.77 \text{ m} = (NPSH)_r$

Conclusion : Notre pompe est loin du risque de cavitation.

V.11 Choix du nombre de collecteur d'aspiration et leur Dimensionnement :**V.11.1 conduites d'aspiration :**

- Le nombre de collecteur d'aspiration égale au nombre de pompe choisi.

Donc on aura 2 conduites d'aspiration;

On sait que : $D_a = (1.2 \div 1.5) d_a$

Avec D_a : diamètre de la conduite d'aspiration

d_a : diamètre de tubulure d'aspiration de la pompe = 80mm

donc on aura :

$$D_a = 1.5 * 80 = 120 \text{ mm}$$

$$D_a = 120 \text{ mm}$$

- La conduite d'aspiration doit être placée sur une butée telle que la distance entre la génératrice inférieure de la conduite et le surface du sol est estimé à :

$$d = 0.3 \text{ m pour } D_a \leq 500 \text{ mm.}$$

$$d = 1 \text{ m pour } D_a > 500 \text{ mm.}$$

Donc on prend $d = 0.3 \text{ m}$

$d = 0.3 \text{ m}$

- le diamètre de la conduite d'aspiration est supérieure au diamètre de la tubulure donc il faut placer un convergent :

$$L_c : \text{longueur de convergent} = (3.5 \div 4) (D_a - d_a)$$

$$\text{Donc } L_c = (3.5 - 4) \cdot (D_a - d_a) = 4 \cdot (120 - 80) = 0.2 \text{ m}$$

- Longueur du tronçon avant et après le convergeant est estimé à $l_{tr} \geq 2D_a$

$$L_{tr} = 3 * D_a = 3 * 120 = 360 \text{ mm}$$

- Diamètre de la tulipe d'aspiration est estimé à $D_e = (1.2 \div 1.5) D_a$;

$$\text{Donc } D_e = 1.5 * 120 = 180 \text{ mm}$$

- Distance entre les collecteurs est estimé à 0.7m car $D_a \leq 400 \text{ m}$

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

- h_1 : Hauteur de la tulipe d'aspiration du fond du puisard, $h_1 = (0.8 - 1) D_e$; $h_1 = 0.2 \text{ m}$
- h_2 : Distance entre la tulipe d'aspiration et le plan d'eau, $h_2 = (1 - 1.5) \cdot D_e$; $h_2 = 0.2 \text{ m}$

V.11.2 vérification de la vitesse

Sachant que la vitesse de l'écoulement dans les conduites doit vérifier les fourchettes suivantes :

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

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

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

Il faudra effectuer une vérification de la vitesse dans la conduite d'aspiration telle que :

$V_a = \frac{4C_c}{\pi D a^2} = 1,41 \text{ m/s}$ et c'est une vitesse non admissible donc nous augmentons le diamètre de la conduite d'aspiration jusqu'à 160mm pour assuré une vitesse de 0.8 m/s qui est une vitesse admissible pour les conduite < 250 mm.

V.12 Rendement de la station de pompage :

Le rendement de la station de pompage est lié à tous les équipements qui ont un rendement, comme le mode d'accouplement, le moteur électrique, la pompe choisie, et le rendement du réseau électrique. Donc le rendement de la station de pompage est donné par la formule suivante:

$$\eta_{st} = \eta_p \cdot \eta_{tr} \cdot \eta_m \cdot \eta_{res,elec}$$

Avec :

η_{st} : Rendement de la station de pompage

η_p : Rendement de la pompe choisie = 0,72

η_m : Rendement du moteur électrique = 0,95

η_{tr} : Rendement de transmission = 1

$\eta_{res,elec}$: Rendement du réseau électrique = 0,95

$$\eta_{sp} = 0,701 * 0,95 * 1 * 0,95 = 0,6323 = 63.23 \%$$

$$\eta_{sp} = \mathbf{63.23 \%}$$

V.13 Bâtiment de la station de pompage SP1

V.13.1 Types des bâtiments des stations de pompage

Y a plusieurs types de bâtiments des stations de pompes dont on cite :

- Bâtiment type surface.
- Bâtiment type bloc.
- Bâtiment type bache mouillé avec une pompe noyée
- Bâtiment type bache mouillé avec une pompe dénoyée
- Bâtiment type puit bloc.
- Bâtiment type bache sèche
- Bâtiment type puit bache sèche.

Remarque :

Le type de bâtiment le plus rependu en Algérie est le bâtiment type surface.

V.13.2 Construction du bâtiment

La construction de bâtiment dépend de plusieurs facteurs dont on cite :

- de la façon du raccordement bâtiment prise d'eau (type séparé ou bien assemblé)
- Type de pompes et de moteur électrique.
- Variation de plan d'eau dans l'Oued.
- Condition géologiques et hydrologique.
- Type de matériaux de construction et sa disponibilité sur le marché.

V.13.3 Choix du type de bâtiment

Pour le choix de type de bâtiment on se repère au tableau V.3

Tableau V.3: Choix du type de bâtiment

| paramètres | Type de bâtiment. | | | |
|--|--------------------------------------|--------------------|-----------------------|---------------------|
| | type bloc | bâche sèche | bâche mouillée | de surface. |
| Q (m³/s). | > 2 | < 2 | < 6 | < 1,5 |
| Type de pompe. | Axiale : Horizontale Verticale | Pompes centrifuges | Axiale : Verticale | Pompes centrifuges. |
| h_a^{ad} (m). | < 0 | < 0 ; > 0 | < 0 ; > 0 | > 0 |
| Variation de plan D'eau (m). | 1 ÷ 2 | 1 ÷ 3 | 1 | Importante. |

Comme on a :

$$\left\{ \begin{array}{l} -Q=30 \text{ l/s} \\ -h_a^{\text{ad}}=7.72 \text{ m} \\ -\text{Variation de plan d'eau}=3\text{m} \end{array} \right. \Rightarrow \text{Type bâtiment de surface.}$$

Remarque :

Les installations principales et auxiliaires dont le poids dépasse 100Kg doivent être placées sous un pont coulant.

V.13.4. Partie supérieure du bâtiment

V.13.4.1 Les hauteurs recommandées pour les bâtiments

Le bâtiment est généralement construit sous forme rectangulaire et comporte des salles de machines, plus une plate forme de montage et démontage, une salle annexe (pour le bureau d'exploitation, toilette, salle de stockage, salle des armoires électriques).

Il est recommandé de prendre la hauteur de station de pompage normalisée

➤ **H_b : 3,m ; 4,2m ; 4,8m ; 5,m ; 6m.**

Si la hauteur est importante $>6m$ on prévoit des pont coulants dont les hauteur sont :

➤ **8.4m, 9.6m 10.8m 12.6m 14m et 18m.**

V.13.4.2 Longueurs recommandés pour les bâtiments

Longueurs recommandées pour les bâtiments sont de

➤ **6m, 9m, 14m, 21m, 24m**

Remarque : La hauteur du bâtiment doit être supérieure à 4,8m.

Dimensions des portes 3×3 ; $3,6 \times 3,6$; 4×3 ; $4,2 \times 4$; $4,8 \times 5,4$

La surface des fenêtres est prise entre 10 et 15 % de la surface de la salle des machines.

V.13.5 Dimensionnement du bâtiment

V.13.5.1 hauteur du bâtiment

La hauteur du bâtiment est donnée par la relation suivante :

$$H_b = h_5 + h_6 + h_7 + h_8 + h_9$$

Avec:

- h_5 : Distance verticale. $h_5 = h_p + h_{\text{socle}} + h_{\text{reserve}}$
- $h_{\text{reserve}} = 0,5 \text{ m}$
- $h_{\text{socle}} = (0,3 \div 0,5) \text{ m}$ en prend $h_{\text{socle}} = 0,4 \text{ m}$.
- h_p : Hauteur de la pompe est égale à $0.836 \text{ mm} = 0.836 \text{ m}$
- $h_5 = 0.836 + 0,5 + 0,4 = 1.736 \text{ m}$
- h_6 : Hauteur réservée à l'homme. $h_6 = 2,2 \text{ m}$
- h_7 : Hauteur de chariot $h_7 = 0,3 \text{ m}$
- h_8 : Hauteur profilée $h_8 = 0,8 \text{ m}$
- h_9 : Hauteur de sécurité $h_9 = 0,5 \text{ m}$

Donc : $H_b = 1.74 + 2,2 + 0,3 + 0,8 + 0,5 = 5,54 \text{ m}$

On majore la valeur et on aura : $\boxed{H_b = 6 \text{ m}}$

V.13.5.2. Longueur du bâtiment :

La longueur du bâtiment est calculée par la formule suivante :

$$L_b = n_p \cdot L + L_{int} + L_{pf} + l_p$$

Avec :

- n_p : nombre de pompes = 2 pompes;
- L : Longueur de la pompe + moteur ;
- L_{int} : Distance entre deux pompes voisines;
- L_{pf} : Longueur de la plate forme;
- l_p : Surface du bureau du personnel;

$$L_b = (2 * 1.94) + 1 + 1,5 + 6 = 14 \text{ m}$$

On majore la valeur et on aura :

| |
|----------------------|
| $L_b = 14 \text{ m}$ |
|----------------------|

V.13.5.3 Largeur du bâtiment :

La largeur du bâtiment est donnée par la relation suivante :

$$L_b = l_1 + l_2 + l_3 + l_4 + l_{2s}$$

S : épaisseur de mur, $S=20\text{cm}$.

- l_1 : La distance entre le mur et le premier organe avec : $l_1 = (20\text{à}30) \text{ cm}$

Nous on va prendre $l_1=25\text{cm}=0,25\text{m}$.

- l_2 : La distance entre les tubulures $> 15\text{cm}$ à 20cm on va prendre $l_2=16\text{cm}=0,16\text{m}$
- l_3 : Longueur des accroires en aspiration.
- l_4 : Longueur des accroires au refoulement.

Tel que

$$(l_3 + l_4) = l_p + l_{tr} + l_{tra} + l_c + l_j + l_d$$

Avec :

- L_p : longueur de la pompe = $1200\text{mm} = 1,200\text{m}$
- L_{tr} : longueur de la tubulure de refoulement = $0,25\text{m}$
- L_{tra} : longueur de la tubulure d'aspiration = $0,30\text{m}$
- L_c : longueur de convergent = $0,255\text{m}$.
- L_j : longueur de joint = $0,15\text{m}$.
- L_d : longueur de divergent = $0,1\text{m}$
- l_r : $(0,8 - 1,2) \text{ m}$: réserve on prend $l_r = 1\text{m}$
- La distance entre les pompes est des $0,8$ à $1,2\text{m}$.
- La distance entre les groupes électrique et les pupitres de commande (l'armoire électrique) elle doit être $>2\text{m}$.

- Portes de Dimensions **3×3** ; 3,6×3,6 ; 4×3 ; 4,2×3,2 ; 4,8×5,4

$$(l_3 + l_4) = l_p + l_{tr} + l_{tra} + l_c + l_j + L_d = 1.2 + 0,25 + 0,30 + 0.255 + 0.25 = 2.2550m$$

Ce qui donne : $L_b = l_1 + l_2 + l_3 + l_4 + l_{2s} = 0,25 + 0,16 + 7,145 + 0,20 + 3 = 5,865m$

Donc

$$l_b = 6m$$

V.13.5.4 Distance entre les pompes et les groupes électriques

- Si $V < 1000$ volts $\Rightarrow L = 1m$.
- Si $V > 1000$ volts $\Rightarrow L = 1,2m$.

Avec : V : tension, L = la distance.

V.13.5.5 Calcul du nombre des fenêtres

$$\sum S_{fenetre} = (10 \div 15)\% \text{ Salle des machines.}$$

Avec : $S_{Salle des machines} = 14 * .6 = 42m^2$ donc $\sum S_{fenetre} = 0,15 .42 = 12 .6 m^2$

$$F_{fenetre} = 1,4 \times 2,2 = 3,08m^2$$

$$\text{Nombre de fen\^etre} = \frac{\sum S_{fenetre}}{S_{fenetre}} = \frac{6.3}{3,08} = 4 .$$

Et nous prenons le nombre de fen\^etres \^egales \^a **4 fen\^etres**

V.13.5.6 Bureau de chef d'exploitation

Nous prenons la hauteur \^egale \^a : $H = 3m$.

$$\text{Et } S = 9m^2$$

Tableau V.4: les dimensions de la SP1

| N° de la station | Dimensions du b\^atiment de la station de pompage | | | | |
|------------------|---|-------------|-------------|-------------------|----------------|
| | Longueur (m) | Largeur (m) | Hauteur (m) | nombre Fen\^etres | Fen\^etres (m) |
| 1 | 14 | 6 | 6 | 4 | 1,4*2.2 |

V.14 Choix du nombre de pompes Centrifuges suivant le logiciel CAPRARI pour (SP2)

On cherche à déterminer un nombre de pompes optimal on basant sur l'utilisation de logiciels CAPRARI :

Tableau V.5 : Variantes pour le choix du nombre de pompes (SP2)

| N | Q appelé (l/s) | HMT appelée (m) | Type de pompe | HMT (m) | η (%) | Vitesse (tr/min) | Nbre d'étage | Pabs (Kw) | (NPSH) r (m) |
|---|----------------|-----------------|---------------|---------|------------|------------------|--------------|-----------|--------------|
| 1 | 18.7 | 175.4 | PM100/10A | 179 | 75.9 | 1450 | 10 | 42.3 | 1.92 |
| 2 | 9.21 | 175.4 | HMU50-1/5C | 173 | 69.2 | 2900 | 5 | 22.8 | 2.05 |
| 3 | 6.12 | 175.4 | HMU40-2/7D | 173 | 69.6 | 2900 | 7 | 14.3 | 1.97 |
| 4 | 4.57 | 175.4 | HMU40-1/8C | 172 | 66.8 | 2900 | 8 | 11.5 | 2.16 |
| 5 | 3.61 | 175.4 | HMU40-1/8D | 171 | 64.5 | 2900 | 8 | 9.47 | 2.29 |

A partir du tableau (V .1), on déduit que la variante d'une pompe est la meilleure.

Conclusion

- La pompe choisie est de type **PM100/10A CAPRARI**.

Dans ce cas on a besoin d'une pompe de secoure de type PM100/10A CAPRARI.

V.14.1 Fiche technique de la pompe choisie

Pompe PM 100/ 10 A

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

V.14.2 Courbes caractéristiques de la pompe choisie

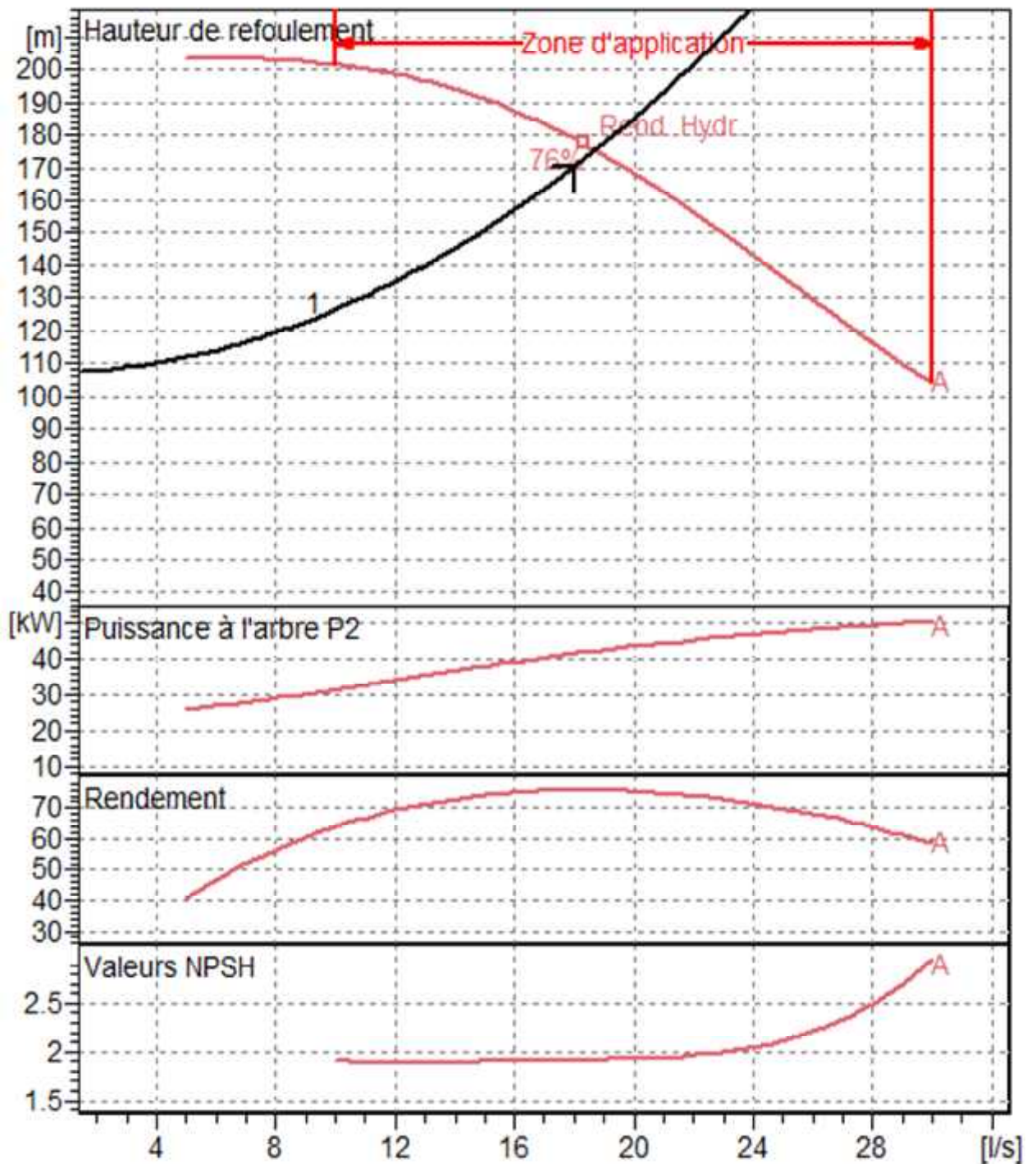


Figure V.5 : Les courbes caractéristiques de la pompe de type PM 100/10A

V.14.3 Point de fonctionnement de la pompe :

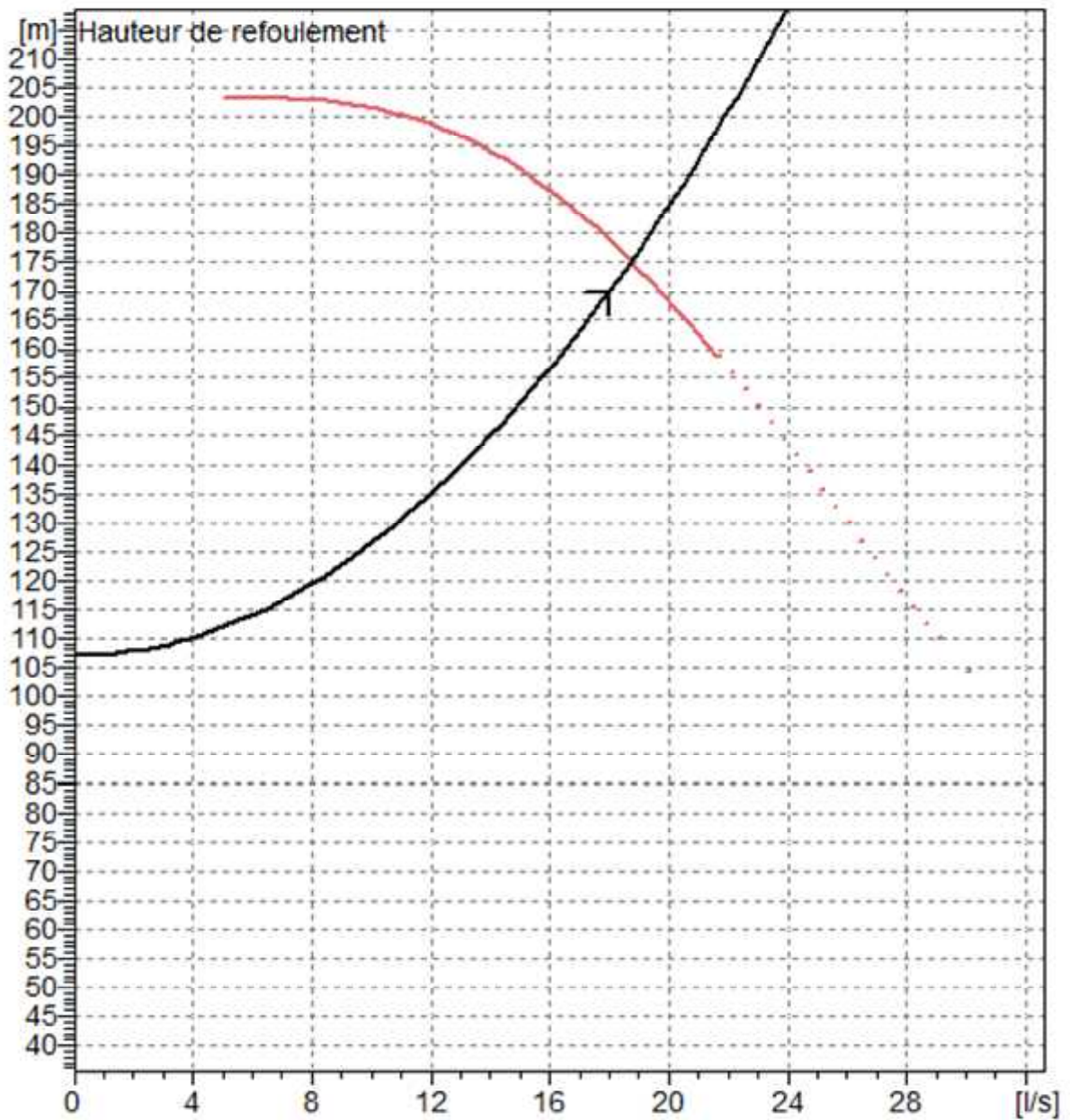


Figure V.6 : Point de fonctionnement de la pompe de type PM 100/10A

$$\begin{cases} Q_A = 18.7 \text{ l/s} > Q_{app} = 18 \text{ l/s} \\ H_A = 175 \text{ m} > H_{app} = 170.4 \text{ m} \end{cases}$$

$$-10\% Q_A < Q_{app} < +10\% Q_A \quad \Rightarrow \quad 16.83 < 18 \text{ l/s} < 20.57 \text{ l/s}$$

Conclusion

Le débit correspondant au point de fonctionnement se trouve dans la plage de bonne fonctionnalité (-10% et +10%) par conséquent aucun réglage n'est nécessaire.

V.14.4 Dimensions de la pompe PM100/8A choisie

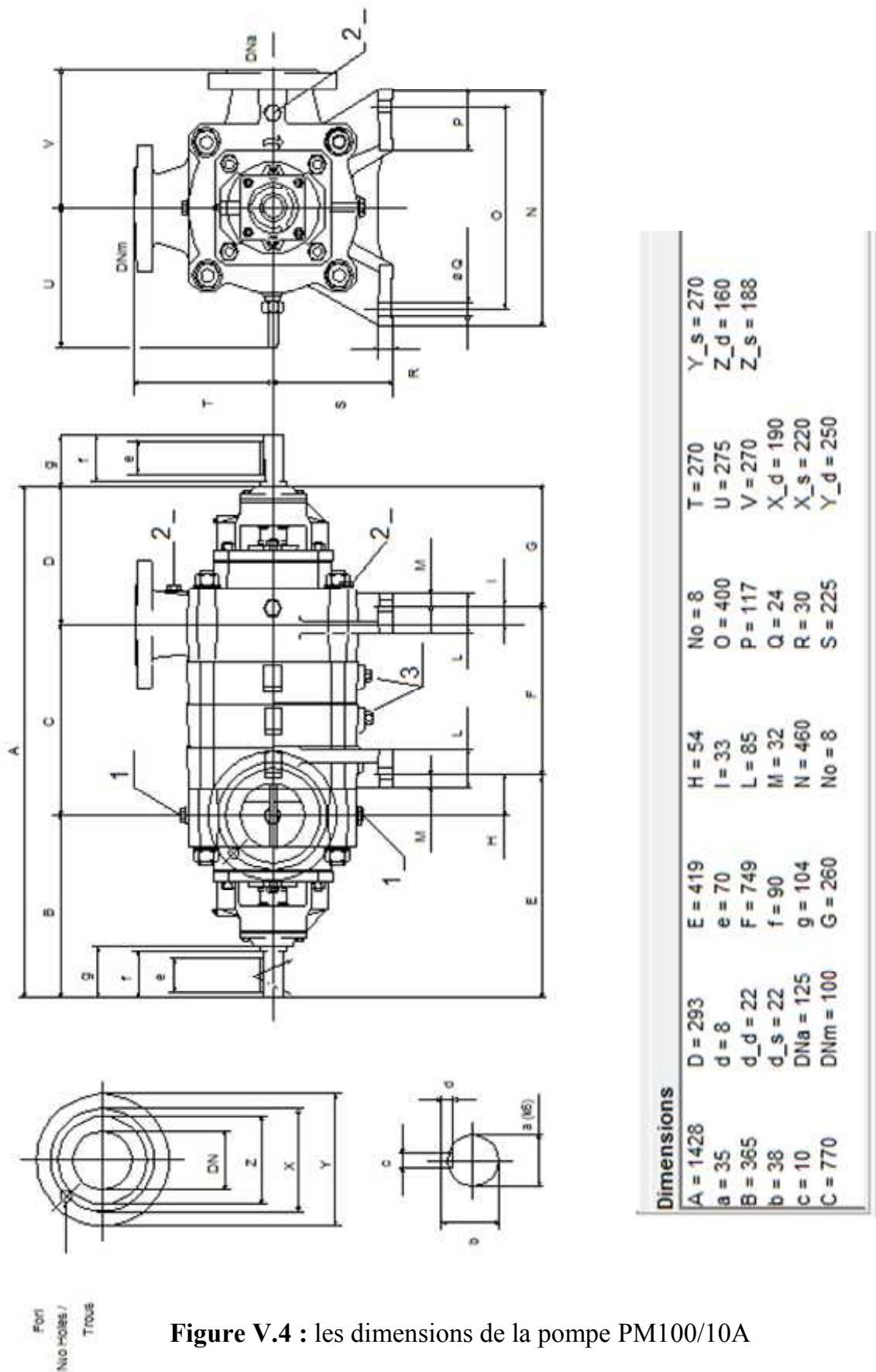


Figure V.4 : les dimensions de la pompe PM100/10A

V.14.5. Caractéristiques du moteur

Moteur Electrique

- Asynchrone, triphasé, fermé, normalisé conformément aux normes UNEL-IEC, ventilation extérieure, rotor en court-circuit.
- Forme de construction : B3
- Degré de protection : IP55
- Classe d'isolation : F

V .15 Etude de la cavitation

Nous avons :

$$(NPSH)_d = (NPSH)_r + 0,5$$

$$(NPSH)_d = \frac{P_{at}}{\varpi} - \frac{P_v}{\varpi} - \sum h_p^{asp} - \frac{V_{asp}^2}{2g} + h_{adm}^{asp} = (NPSH)_r + 0,5$$

$$\Rightarrow h_{adm}^{asp} = -\frac{P_{at}}{\varpi} + \frac{P_v}{\varpi} + \sum h_p^{asp} + \frac{V_{asp}^2}{2g} + (NPSH)_r + 0,5$$

- La longueur d'aspiration $L_{asp} = 7 \text{ m}$

$$\sum h_{asp}^{lin} = \frac{7.4}{1000} = 0,028 \text{ m}$$

$$\sum h_p^{sing} = (0,10 \div 0,15) \cdot \sum h_p^{lin}$$

$$\sum h_p^{sing} = 0,15 \cdot 0,028 = 0,0042 \text{ m}$$

$$\sum h_p^{asp} = 0,028 + 0,0042 = 0,032 \text{ m}$$

$$V_{asp} = \frac{4 \cdot Q}{\pi \cdot D_a^2} = 0.96 \text{ m/s}$$

$$\frac{V_{asp}^2}{2 \cdot g} = \frac{0.96}{2 \cdot 9,81} = 0,05 \text{ m}$$

Pour notre ça nous prenons une hauteur $h_{adm}^{asp} = 4 \text{ m}$ (puisque les pompes sont en charge)

$$\text{donc : } (NPSH)_d = 10,33 - 0,24 - 0,032 - 0,050 - 4 = 6 \text{ m}$$

$$\text{Donc : } (NPSH)_d = 6 \text{ m} > 1.92 \text{ m} = (NPSH)_r$$

Conclusion : Notre pompe est loin de risque de cavitation.

V.16. Dimensionnement du bâtiment SP2

Nous suivant les mêmes calculs que SP1 les dimensions de la SP2 sont :

Tableau V.6: dimensions de la SP2

| N° de la station | Dimensions du bâtiment de la station de pompage | | | | |
|------------------|---|----------------|----------------|-----------------|-----------------|
| | Longueur (m) | Largeur (m) | Hauteur (m) | nombre Fenêtres | Fenêtres (m) |
| 2 | 11 | 6 | 6 | 2 | 1,4*2.2 |

V.17 Rendement de la station de pompage SP2 :

Le rendement de la station de pompage est lié à tous les équipements qui ont un rendement, comme le mode d'accouplement, le moteur électrique, la pompe choisie, et le rendement du réseau électrique. Donc le rendement de la station de pompage est donné par la formule suivante:

$$\eta_{st} = \eta_p \cdot \eta_{tr} \cdot \eta_m \cdot \eta_{res,elec}$$

Avec :

η_{st} : Rendement de la station de pompage

η_p : Rendement de la pompe choisie = 0,759

η_m : Rendement du moteur électrique = 0,95

η_{tr} : Rendement de transmission = 1

$\eta_{res,elec}$: Rendement du réseau électrique = 0,95

$$\eta_{sp} = 0,759 * 0,95 * 1 * 0,95 = 0,685 = 68.5 \%$$

$$\eta_{sp} = \mathbf{68.5 \%}$$

V.18 Calage des pompes :

- **Pour SP1**

La côte de l'axe de la pompe :

$$z_{max} = 262 - 4 + 0.2 = 258.2 \text{ mNGA}$$

Donc, la pompe doit être calé à une côte de 258.2 m.NGA pour éviter l'apparaitre de Phénomène de cavitation.

- **Pour SP2**

$$z_{\max} = 476.13 - 4 + 0.2 = 472.33 \text{mNGA}$$

Pour ne pas avoir une cavitation il faut calée la pompe à une cote de 472.33m NGA

Conclusion

Nous avons dimensionné dans ce chapitre le bâtiment de deux stations de pompage, SP1 et SP2, la première station est équipée de deux pompe centrifuges multicellulaires identiques et une pompe de secours de marque CAPRARI et de type PM65/7A, et la deuxième station est équipée d'une seule pompe et une pompe de secours de marque CAPRARI et de type PM100/10A.

Chapitre VI

Protection des conduites

Introduction

Les canalisations et surtout les conduites d'adduction en refoulement sont soumises à des phénomènes transitoires qui peuvent fortement l'endommager, donc la protection de la conduite est indispensable soit pour le coup de bélier ou bien contre la corrosion.

VI.1. Protection des conduites contre le coup de bélier [4]

- **Définition**

Le coup de bélier est une onde de pression, positive ou négative, provoquée par une variation du régime hydraulique, et 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.
- La disparition de l'alimentation électrique dans une station de pompage qui est la cause la plus répandue du coup de bélier.

VI.1.2. les risques dus au coup de bélier

VI.1.2.1. Fortes pression

Si la somme de la surpression et de la pression initiale dépasse la pression maximale admissible (PMA) de la conduite. Il peut y avoir fissuration, des cassures de cette dernière, et dislocation des joints.

VI.1.2.2. Pression négative

Apparaît soit à la suite d'une forte pression, soit 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 10 m.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.

VI.1.2.3. fatigue de la conduite

L'alternance des suppressions et des dépressions provoque la fatigue de la conduite.

VI.2. Description des phénomènes physiques

Prenons le cas d'une pompe, refoulant un débit donné dans une conduite de longueur « L » qui se trouve brusquement arrêtée. Quatre phases peuvent alors 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 $\frac{L}{a}$ c'est-à-dire à $\frac{2L}{a}$ 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, l'eau en contact avec le clapet va se trouver comprimée, entraînant une dilatation de la conduite. Au bout d'un nouveau temps $\frac{L}{a}$ c'est-à-dire à $\frac{3L}{a}$ 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 $\frac{L}{a}$ c'est-à-dire à depuis l'origine nous nous retrouvons dans la même situation qu'au moment de l'arrêt brusque de la pompe.

$$T_{\text{tot}} = 4 \frac{L}{a}$$

La période du mouvement est donc $\frac{4L}{a}$.

VI.3. Les dispositifs de protection de la conduite de refoulement contre le coup de bélier

Il existe différents dispositifs de protection contre le coup de bélier les plus courants sont :

- Les volants d'inertie qui interviennent dans la protection contre les dépressions.
- Les soupapes de décharge qui interviennent dans la protection les surpressions.
- Les réservoirs d'air et les cheminées d'équilibre qui interviennent à la fois dans la protection contre les dépressions et les surpressions.

-

❖ 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.

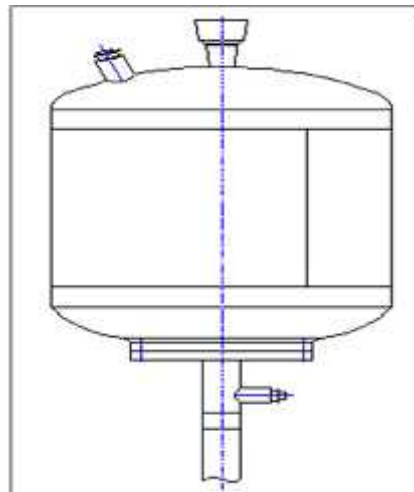


Figure VI.1: Réservoir hydropneumatique.

❖ 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..

Il existe aussi :

❖ Soupape de décharge

❖ Volant d'inertie :

Tableau VI.1 : Comparaison entre les différents moyens de lutte contre le coup de bélier

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

Conclusion :

Pour notre étude, nous avons choisi comme moyen de protection un réservoir d'air grâce à quelques avantages qu'il présente :

- ❖ Intervient dans la protection contre la dépression et la surpression
- ❖ Simple à l'installer et facilement contrôler
- ❖ Choisi, pour les moyennes et grandes hauteurs de refoulement

VI.4. Calcul des réservoirs d'air

Le calcul du réservoir d'air 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 :

❖ 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.

❖ 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.

VI.5. Calcul du coup de bélier et dimensionnement du réservoir d'air

Les hypothèses dans le calcul de coup de bélier sont :

1. Les paramètres de la conduite (diamètre, épaisseur) sont constants.
2. Le niveau de l'eau dans le réservoir est invariable.
3. La conduite d'arrivé vers le bas dans le réservoir.
4. L'eau supposée compressible mono phasique.

VI.5.1. La célérité d'ondes [2]

On calculera la célérité d'onde à l'aide de la formule améliorée par B.SALAH pour les conduites enterrées :

$$C = \frac{\sqrt{\frac{\bar{K}}{\rho}}}{\sqrt{1 + \frac{2 \times K \times a \times (1 - \nu_m^2) \times (1 - \nu_s)}{(1 - \nu_m^2) \times a \times E_s + E_m \times e_m \times (1 - \nu_s)}}} \quad [m/s] \quad \text{VI.1}$$

Avec :

- K : Coefficient d'élasticité de l'eau ; $K = 2,07 \times 10^9$ Pascal ;
- ρ : Masse volumique de l'eau ; $\rho = 1000$ kg / m³ ;
- E_m : module de Young du matériau de la conduite ;
- E_s : module de Young du sol;
- ν_m : coefficient de poisson du matériau;
- ν_s : coefficient de poisson du sol entourant la conduite;
- e_m : Epaisseur de la conduite (m);
- a : rayon intérieur de la conduite (m).

VI.5.2. Calcul du volume du réservoir d'air par la méthode de Vuibert :

Tableau VI.2 : calcul de la célérité d'onde

| Station | E _m Mpa | E _s Mpa | v _m | v _s | D (m) | a (mm) | S (m ²) | L (m) | H _g (m) | c (m/s) |
|---------|-----------------------|-----------------------|----------------|----------------|----------|-----------|------------------------|----------|-----------------------|---------------|
| SP1 | 1000 | 200 | 0.46 | 0.3 | 200 | 81.8 | 0.0210 | 2915 | 218.13 | 499.7 |
| SP2 | 1000 | 200 | 0.46 | 0.3 | 160 | 65.4 | 0.0134 | 2800 | 112.04 | 500.07 |

❖ **la charge tenant compte du coup de bélier :**

$$Z = H_g + \frac{C \times V_0}{g} \text{ [m]} \tag{VI.2}$$

- V₀ : vitesse moyenne de refoulement en (m/s).
- g : l'accélération de la pesanteur (m/s²).
- H_g : la hauteur géométrique (m).

❖ **La charge statique absolue:**

$$Z_0 : H_g + 10 \text{ [m]} \tag{VI.3}$$

❖ **La charge maximale absolue:**

$$Z_{\max} = Z + 10 \text{ [m]} \tag{VI.4}$$

On a :

$$\left. \begin{array}{l} \frac{Z_{\max}}{Z_0} \\ h_0 = \frac{V_0^2}{2 \times g} \end{array} \right\} \begin{array}{l} \text{Abaque de VIBERT } \frac{L_0}{L \times S}, \frac{Z_{\min}}{Z_0}; \text{ voir (Annexe IV.1)} \\ \frac{h_0}{Z_0} \end{array}$$

A partir de $\frac{L_0}{L \times S}$, L et S, on tire U₀, donc :

$$U_0 \times Z_0 = U_{\max} \times Z_{\min} \quad U_{\max} = \frac{U_0 \times Z_0}{Z_{\min}}$$

Avec U_{max} est le volume du réservoir d'air en (m³)

Application pour SP1 :

❖ **la charge tenant compte du coup de bélier :**

$$Z = H_g + \frac{C \times V_0}{g} = 290.46 \text{ m}$$

- V₀ : vitesse moyenne de refoulement en (m/s).
- g : l'accélération de la pesanteur (m/s²).
- H_g : la hauteur géométrique (m).

❖ **La charge statique absolue:**

$$Z_0 : H_g + 10 = 228.13\text{m}$$

❖ **La charge maximale absolue:**

$$Z_{\text{max}} = Z + 10 = 300.46\text{m}$$

On a:

$$\left. \begin{array}{l} \frac{Z_{\text{max}}}{Z_0} \\ h_0 = \frac{V_0^2}{2 \times g} \end{array} \right\} \begin{array}{l} \text{Abaque de VIBERT} \\ \frac{U_0}{L \times S} = 1.3 \cdot 10^{-2} \\ \frac{Z_{\text{min}}}{Z_0} = 0.775 \end{array}$$

$$U_0 \times Z_0 = U_{\text{max}} \times Z_{\text{min}} \quad U_{\text{max}} = -\frac{U_0}{\frac{Z_{\text{min}}}{Z_0}} = 102683\text{litres}$$

Et tenant compte de la sécurité : **U_{max} = 112683litres**

Tableau VI.3 : calcul du volume du réservoir d'air

| Station | c (m/s) | Z (m) | Z ₀ (m) | Z _{max} (m) | V (m/s) | $\frac{Z_{\text{max}}}{Z_0}$ | $\frac{V_0^2}{2 \times g}$ | $\frac{U_0}{L \times S}$ | U _{max} (litres) |
|---------|------------|----------|-----------------------|-------------------------|------------|------------------------------|----------------------------|--------------------------|------------------------------|
| SP1 | 499.7 | 290.46 | 228.13 | 300.46 | 1.42 | 1.32 | 0.10 | $1.3 \cdot 10^{-2}$ | 1126.83 |
| SP2 | 500.07 | 180.35 | 122.04 | 190.35 | 1.34 | 1.56 | 0.092 | $8.5 \cdot 10^{-3}$ | 569 |

VI.5.3. Interprétation des résultats

Soit une canalisation en PEHD d'un diamètre de 200 mm et d'une longueur de 2915 m, la surpression maximale peut atteindre jusqu'à 28.4 bars, pour cela il faut prévoir des équipements (vannes, clapet, ...) D'une pression nominale minimale de 30 bars pour SP1. Et 20 bars pour SP2.

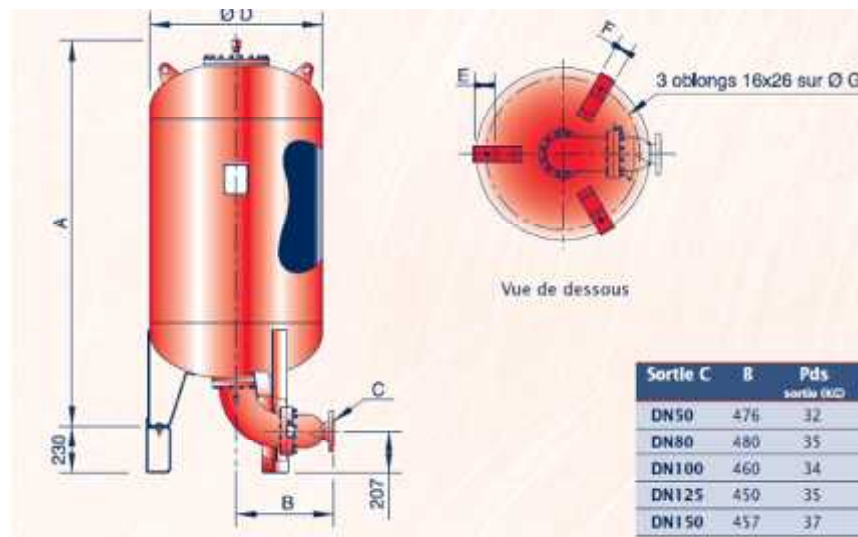


Figure VI.2 : Catalogue CHARLATTE pour les réservoirs d'air « dimensions 1 »

Gamme 10/15 bars

| Code | Vol. | A (mm) | Ø D (mm) | E | F | G | Poids sans sortie (kg) |
|------------------|------|--------|----------|----|-----|-----|------------------------|
| HC-100-10/15-VF | 100 | 783 | 630 | 54 | 50 | 560 | 71 |
| HC-200-10/15-VF | 200 | 1093 | 630 | 54 | 50 | 560 | 93 |
| HC-300-10/15-VF | 300 | 1418 | 630 | 54 | 50 | 560 | 116 |
| HC-500-10/15-VF | 500 | 2068 | 630 | 54 | 50 | 560 | 163 |
| HC-750-10/15-VF | 750 | 1863 | 850 | 80 | 80 | 755 | 261 |
| HC-1000-10/15-VF | 1000 | 2363 | 850 | 80 | 80 | 755 | 330 |
| HC-1500-10/15-VF | 1500 | 2414 | 1000 | 80 | 100 | 905 | 444 |
| HC-2000-10/15-VF | 2000 | 3114 | 1000 | 80 | 100 | 905 | 557 |

Figure VI.3 : Catalogue CHARLATTE pour les réservoirs d'air «dimension 2 »

VI.5.4. Calcul du volume du réservoir d'air par la méthode de PUECH et MEUNIER [3]

Pour le calcul du réservoir d'air anti-bélier on suit la méthode de PUECH et MEUNIER.

❖ Dépression :

Afin de déterminer le volume du réservoir d'air, on doit utiliser les abaques de

PEUTCH et MEUNIER qui ont les trois nombres adimensionnels suivants :

- K : qui caractérise les pertes de charge,
- A : qui caractérise la conduite de refoulement,
- B : qui caractérise le volume d'air du réservoir anti-bélier.

Avec :

La méthode de PUECH et MEUNIER se résume dans les étapes suivantes :

1. Calculer la célérité d'onde « c » et la vitesse d'écoulement en régime permanent.
2. Calculer les paramètres A et K,
3. Tracer le profil en long de la conduite de refoulement.

Application de la méthode

Nous avons les données suivantes :

Tableau VI.4 calcul des paramètres A et K

| tronçon | c (m/s) | H _{abs} (m) | H ₀ (m) | V (m/s) | A= (cv/gH ₀) | K = (H _{abs} - H ₀)/ H ₀ |
|----------------------|---------|----------------------|--------------------|---------|--------------------------|--|
| SP1 - R _c | 499.7 | 287 | 228.13 | 1.42 | 0.31 | 0.26 |
| SP2 - R _d | 500.07 | 189 | 122.04 | 1.34 | 0.31 | 0.55 |

Caractéristique du réservoir anti bélièr :

Nous allons tracer et superposer le profil en long « absolu » à la famille de courbe soit :

- $K=0.1$ et $A=0.5$ pour le tronçon SP1-R_c
- $K=0.6$ et $A=0.5$ pour le tronçon SP2-R_d

Les tracés du profil en long de l'adduction sont consignés en **Annexe IV.2**

En prenant les valeurs de « B » au dessus du point défavorable avec une marche de sécurité de 3m. le tableau suivant présent les résultats

Tableau VI.5 calcul des paramètres A et K

| tronçon | K | A | B | U ₀ (m3) | P _{min} /H ₀ | U _{max} = U ₀ (H/P _{min}) ^{1/1.2} (m ³) | U _{max} (litres) |
|----------------------|-----|-----|-----|---------------------|----------------------------------|---|------------------------------|
| SP1 - R _c | 0.1 | 0.5 | 0.1 | 0.43 | 0.97 | 0.534 | 534 |
| SP2 - R _d | 0.4 | 0.5 | 0.2 | 0.18 | 0.96 | 0.268 | 268 |

❖ **Suppression :**

Pour lutter contre la surpression nous utilisons un diaphragme à bord vif, Pour dimensionné le diamètre du diaphragme, nous utilisons la méthode de DUBIN et GUENEAU (voir Annexe V).

Cette méthode repose sur l'utilisation d'un abaque, compose d'un ensemble de courbes A et B en fonction des paramètres. Les résultats sont montrés dans le tableau qui suit

Tableau VI.6 diamètre du diaphragme à bord vif

| Tronçon | A | B | $\frac{P_{max}}{H_0}$ | $\alpha \frac{V^2}{H_0}$ | $\alpha = \frac{1}{2} \frac{1}{g} \left(\frac{D^2}{0.6 a^2} - 1 \right)^2$ | P _{max} (m) | d (mm) |
|----------------------|-----|-----|-----------------------|--------------------------|---|-------------------------|-----------|
| SP1 - R _c | 0.5 | 0.1 | 1.075 | 0.6 | 67.88 | 245.24 | 42 |
| SP2 - R _d | 0.5 | 0.2 | 1.125 | 0.8 | 54.37 | 137.29 | 35 |

Commentaire

- ❖ La méthode de Vuibert est une méthode expérimentale elle nous aide à protéger la conduite contre la dépression et la surpression. le volume trouver est très grand, par contre la méthode de PUTCHE et MUNIER elle calcule un volume d'air utiliser pour protéger la conduite contre la dépression et elle dimensionne un organe d'étranglement « diaphragme a bord vif » pour assurer une protection contre la surpression de tel façon que la perte de charge au retour est 4 fois plus grande qu'à aller.

VI .5.5. Installation du réservoir d'air

Afin de réduire l'encombrement à l'intérieur de la salle des machines et de gagner sur son génie civil. Le réservoir d'air sera installé à l'extérieur du bâtiment de la station de pompage à une distance de $(c*t)$ par rapport au clapet tel que t représente le temps de fermeture de clapet.

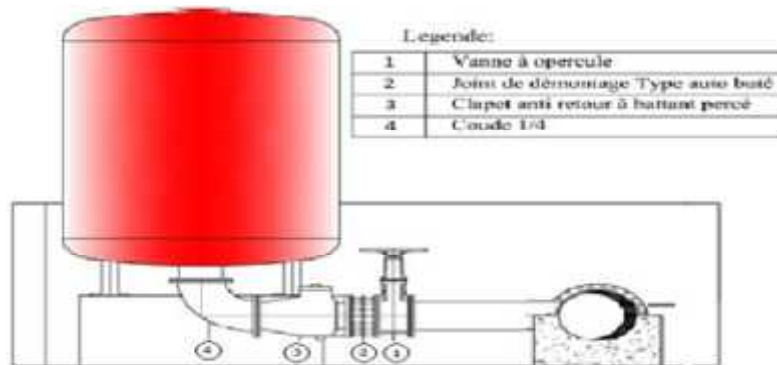


Figure VI.4 : Installation du réservoir d'air

VI .6. Protection des conduites contre la corrosion

VI.6.1 définition :

C'est l'attaque destructive d'un métal par réaction chimique ou électrochimique avec son environnement. Les propriétés mécaniques des matériaux sont altérées.

VI.6.2 Protection des conduites :

Le PE est inerte chimiquement, pour pratiquement tous les usages, à l'intérieur de sa plage de température d'utilisation. Il est imputrescible, il ne rouille pas, ne se pique pas, ne se corrode pas. De ce fait, son épaisseur n'est modifiée par aucune corrosion chimique ou électrique provenant du milieu environnant. La résistivité des terrains, quel que soit son niveau, n'a pas d'effet sur les tubes et les raccords constituant le réseau en polyéthylène.

Conclusion

Pour protéger la conduite de refoulement contre le phénomène du coup de bélier, nous avons prévu un réservoir d'air d'un volume de **750litre** juste à la sortie de la station de pompage **SP1** et un autre réservoir d'air d'un volume de **500 litre** à la sortie de la station de pompage **SP2**, on installe aussi des tuyères afin d'assure le bon fonctionnement du réservoir d'air.

Chapitre VII

Pose de canalisation et accessoires

Introduction

Une canalisation est un tuyau ou un canal destiné à l'acheminement de matières gazeuses, liquides, solides ou poly-phasiques.

Dans le cas de l'alimentation en eau potable Les canalisations sont généralement posées en tranchée à l'exception de certain cas ou elles sont posées sur le sol à condition d'être rigoureusement entretenues et protégés.

Dans ce chapitre nous allons exposer les différents types de pose selon le lieu et les obstacles qui peuvent se présenter.

VII.1. Pose de canalisation

VII.1.1. Principe de pose de la canalisation

Le principe de pose de la canalisation est pratiquement le même pour toutes les conduites. Par contre le mode de pose varie d'un terrain à l'autre, ceci dans le but de diminuer l'effet des différentes contraintes agissant sur la canalisation.

En principe pour permettre un écoulement naturel des eaux d'infiltration, la pose de canalisation s'effectue à partir des points hauts. Si la canalisation est posée en tranchée, celle-ci doit être suffisamment large (minimum 70 cm), de façon à permettre l'accès aux ouvriers pour effectuer le travail. Au niveau des joints, la tranchée devra présenter un élargissement plus important appelés niches, Elle est rarement inférieur à 70 cm pour les petits diamètres. Pour les diamètres supérieurs à 150 mm, cette largeur doit être augmentée.

L'épaisseur du remblai au dessus de la génératrice supérieure de la conduite est variable suivant les régions du fait du gel. En général, elle est de 1 m. Une conduite doit être toujours posée avec une légère pente afin de créer des points bas pour le vidange, et des points hauts pour l'évacuation de l'air entraîner soit lors du remplissage de la conduite soit pendant le fonctionnement. On adopte en conséquence un tracé en dents de scie avec des pentes de quelques millimètres par mètre et des changements de pente tout les 200 à 400 m.

Les canalisations doivent être éloignées lors de la pose de tout élément dure d'environ 10 m, de 30 cm des câbles électriques et de 60 cm des canalisations de gaz.

VII.1.2 les actions reçues par les conduites

Les conduites enterrées sont soumises à des actions qui sont les suivantes :

- La pression verticale due au remblai ;
- La pression résultant des charges roulantes ;
- La pression résultant des charges permanentes de surface ;
- La pression hydrostatique extérieure due à la présence éventuelle d'une nappe phréatique
- Le tassement différentiel du terrain ;
- Action des racines des arbres.

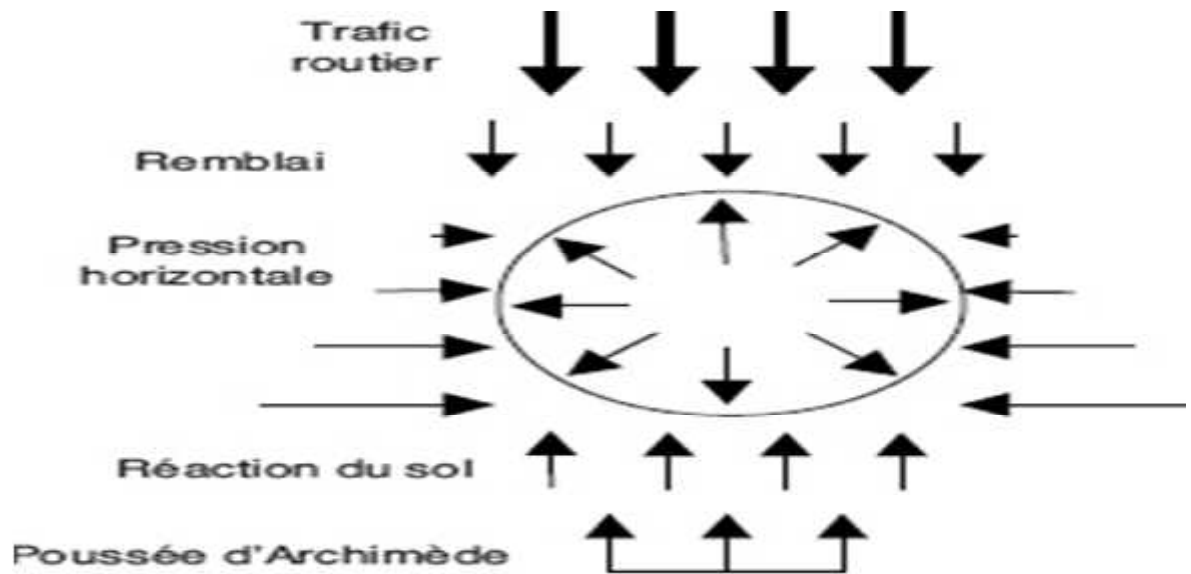


Figure.VII.1 : Les actions reçues par les conduites

VII.1.3 Pose de canalisation dans un terrain ordinaire

La canalisation est posée dans une tranchée ayant une largeur minimale de 60 cm. Le fond de la tranchée est recouvert d'un lit de sable d'une épaisseur de 15 à 20 cm, convenablement nivelé. Avant la mise en fouille, on procède à un triage de conduite de façon à écarter celle qui en subies des chocs, des fissures.

Dans le cas d'un soudage de joints, cette opération doit être faite de préférence en fond de tranchée en calant la canalisation soit avec des butés de terre soit avec des tronçons de madriers en bois disposés dans le sens de la longueur de la tranchée.

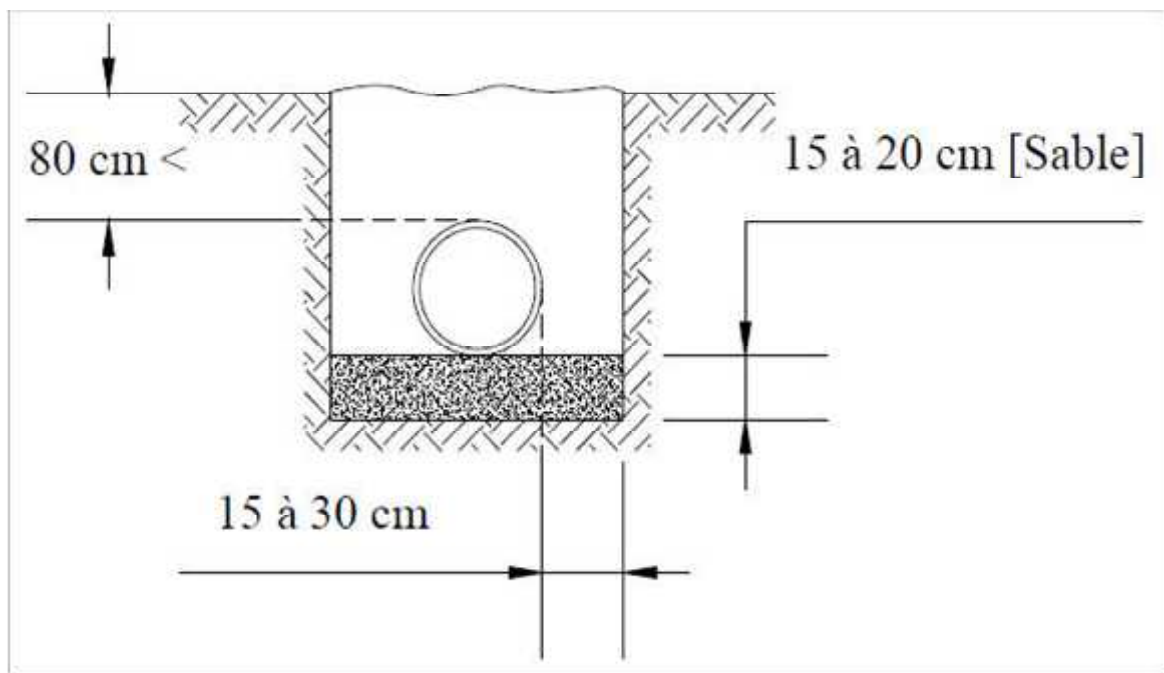


Figure VII.2 pose de canalisation en terrain ordinaire

VII.1.4 Pose de canalisation dans un terrain peu consistant

Pour éviter tout mouvement de la canalisation, celle-ci doit être posée sur une semelle, en béton armé. La semelle peut être continue ou non en fonction de la nature du sol avec interposition d'un lit de sable. Dans le cas où la canalisation repose sur des tasseaux, ceux-ci doivent être placés plus proche des joints et soutenus par des pieux enfoncés jusqu'au bon sol.

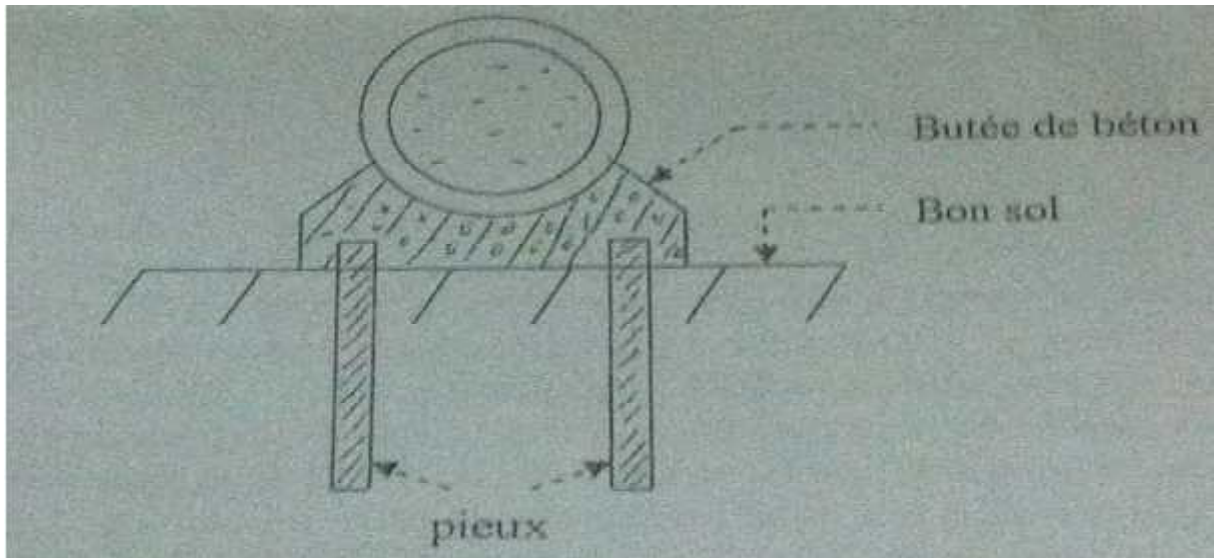


Figure.VII.3 pose de canalisation dans un terrain peu consistant

VII.1.5 Pose de canalisation dans un terrain mouillé

Il est convenu dans la tranchée un moyen pour le drainage (conduite par exemple) couvert d'un lit de gravier de gros diamètre par la suite un lit en béton sur lequel repose la canalisation.

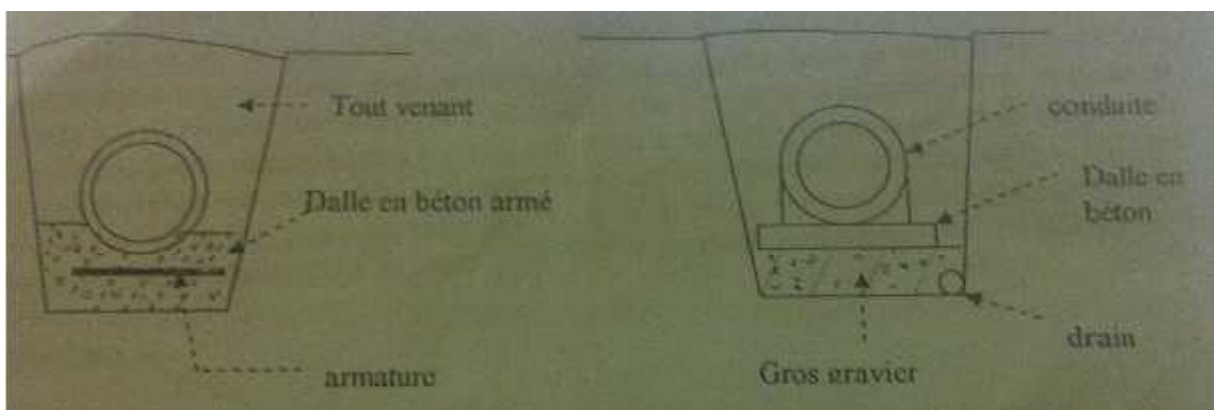


Figure VII.4 : principe de pose de canalisation dans un terrain mouillé

VII.1.6 Pose de canalisation en galerie

Dans certains cas le tracé de la canalisation peut rencontrer des obstacles qui nous obligent à placer la conduite dans une en galerie. 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 des deux côtés de la route. Le canal est prévu pour éviter les eaux stagnantes dans la galerie et le déverser dans l'égout voisin. L'établissement de ces galeries est compatible avec la traversée d'une autoroute ou d'une voie de chemin de fer.

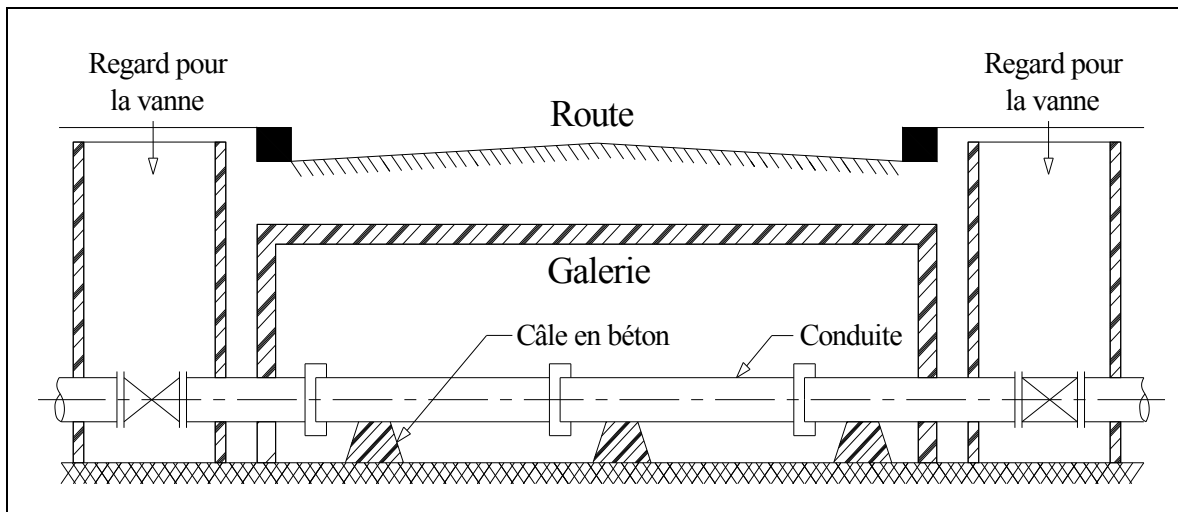


Figure VII.5 : pose de canalisation dans une galerie

Remarque :

Dans notre projet le tracer de l'adduction du réservoir jusqu'à la station SP1 coupe une fois le chemin de wilaya N°48, nous avons vu que la diamètre est de 200mm, ce diamètre n'est pas important. Donc les canalisations peuvent être dans une galerie ou un fourreau.

VII.1.7 Pose en pente

Au-delà d'une certaine pente (25%), les frottements entre canalisation et les terres sont insuffisants pour maintenir la conduite, il convient alors d'équilibrer la conduite par l'utilisation de butées d'encrage ou des joints verrouillés, et une fois les remblais 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 suite.

Pour notre projet le terrain est très accidenté donc l'utilisation des butées en béton est indispensable comme montre la figure suivante :

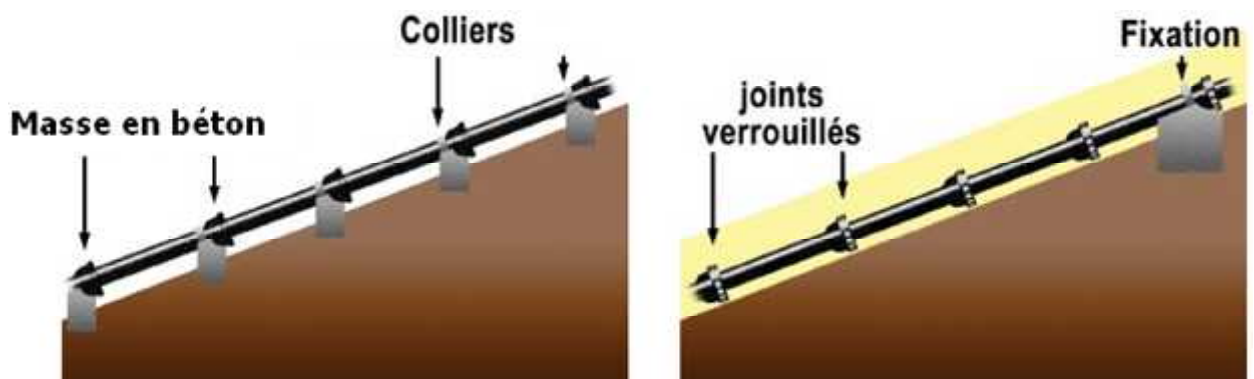


Figure VII.6. La Pose en pente

VII.1.8. Croisement des réseaux

Lors du croisement de plusieurs réseaux, il y a lieu de respecter une disposition et des distances bien définies, comme la stipule l'illustration ci contre.

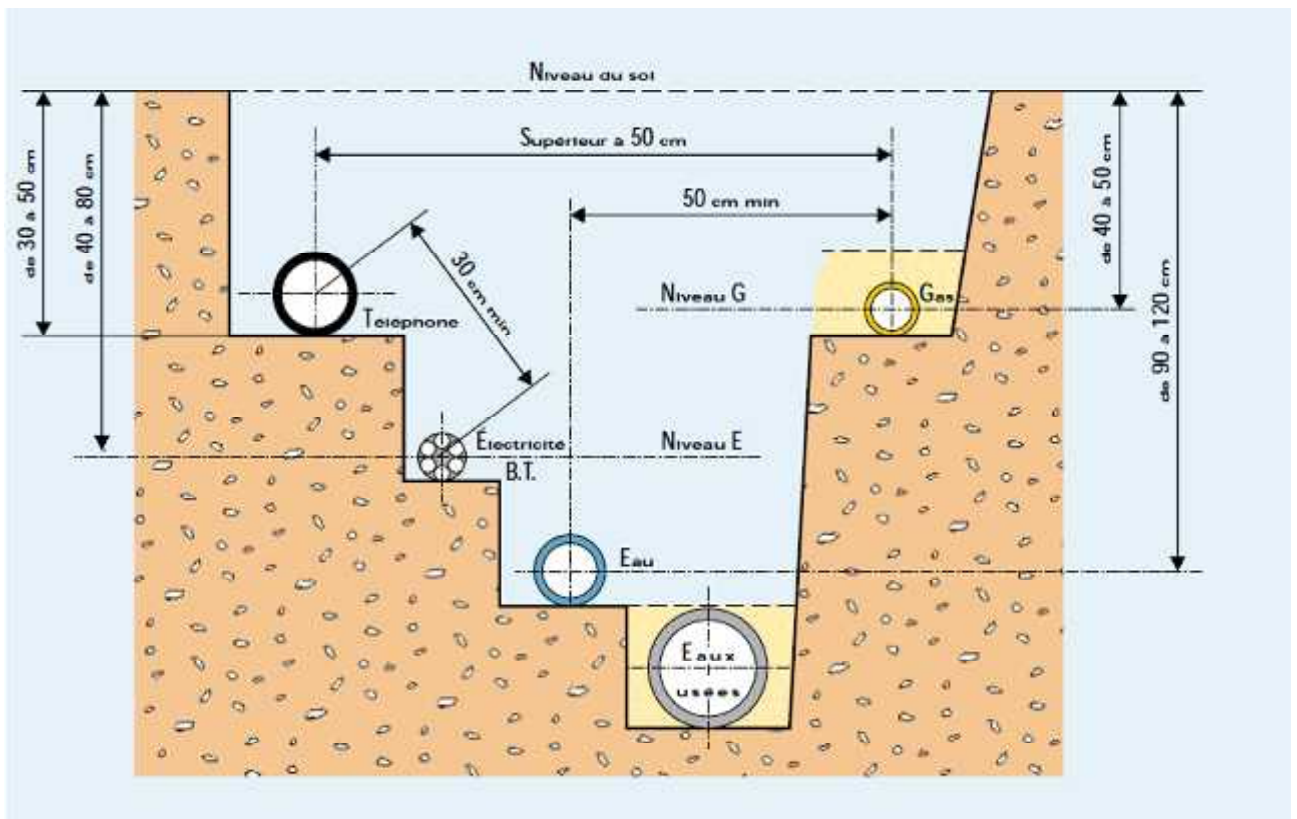


Figure.VII.7 le croisement des réseaux

VII.1.9. Règles de sécurité

La réglementation en vigueur devra être respectée, en particulier ce qui concerne le blindage des parois de la tranchée, précaution obligatoire lorsque des hommes doivent travailler en fond de fouille. Il en va de même pour les règles de signalisation et de balisage pour garantir la sécurité des personnes.

Dans les cas de présence avérée de réseaux concessionnaires, cette fouille est alors mise en œuvre manuellement. Un grillage avertisseur est obligatoirement présent sur le réseau existant, sa couleur étant fonction de la nature du réseau ; celui-ci est installé à 0,30 m de la génératrice supérieure de la canalisation (à partir de ce grillage avertisseur, tout dégagement se fait alors manuellement) :

Tableau VII.1 : Profondeurs et couleurs des grillages

| Réseau | Profondeur habituelle (m) | Couleur du grillage avertisseur |
|------------------|---------------------------|---------------------------------|
| Eau usée | 1,50 | Marron |
| Eau potable | 1,20 | Bleu |
| Électricité | 0,75 | Rouge |
| Gaz | 0,80 | Jaune |
| Téléphonie | 0,75 | Vert |
| Éclairage public | 0,50 | - |

VII.2 Accessoires :

Le long d'une canalisation, différents organes et accessoires sont installés pour :

- Assurer un bon écoulement ;
- Régulariser les pressions et mesurer les débits ;
- Protéger les canalisations ;
- Changer la direction ;
- Raccorder deux conduites ;
- Changer le diamètre ;
- Soutirer les débits ;

VII.2.1 Vannes de sectionnement

Elles sont nécessaires pour l'exploitation du système d'adduction et permettent d'en isoler une partie pour l'intervention sans arrêter totalement l'alimentation.

Il est prévu d'installer des vannes intermédiaires au départ de chaque raccordement sur le transfert ainsi que tous les 2500m.

Elles permettent également de maîtriser les écoulements dans le réseau, donc de mieux gérer celui-ci. Il existe plusieurs types de vannes qui satisfont à des besoins variés :

- **Les vannes d'isolement** : permettent d'isoler certains tronçons que nous voulons inspecter, réparer ou entretenir. Nous distinguons deux types : **les robinets à papillon** pour les conduites de gros diamètre et les **robinets-vannes** pour les conduites de petit diamètre

Remarque :

Pour notre projet une utilise les robinets vannes pour isolé les conduites de distribution (le réseau de distribution)

- **Les vannes à clapets anti-retour** : permettent de diriger l'écoulement dans un seul sens. Elles sont installées sur l'adduction (conduites de refoulement) à la sortie de chaque pompe.

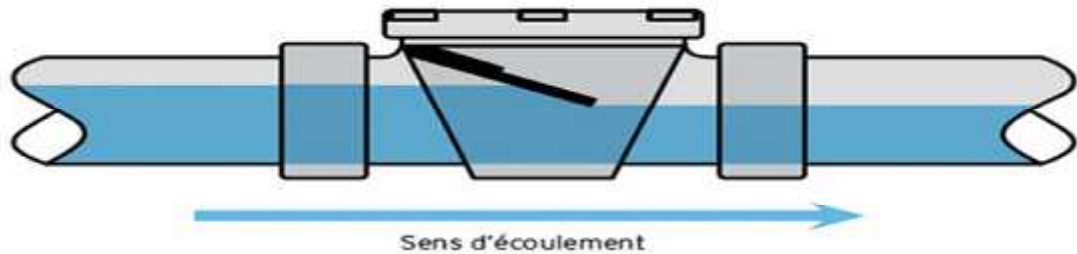


Figure VII.8 : Clapet anti-retour

- **Les vannes de réduction de pression** : permettent de réduire la pression à une valeur prédéterminée, elles sont installées sur les tronçons qui ont des pressions très élevés.

VII.2.2 les ventouses

Pour l'équipement d'un réseau d'alimentation en eau potable, il existe deux types de ventouses :

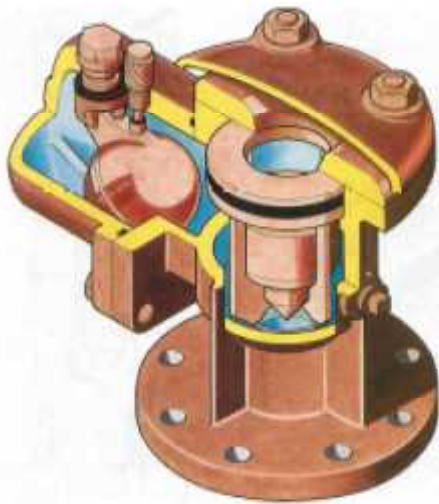
1. **Ventouses simples** : elles assurent le dégazage des conduites à haute pression
2. **Ventouses à deux orifices réunis.**

Les ventouses se placent au niveau des points hauts des conduites ou se rassemble l'air, soit au moment du remplissage, soit en cours de fonctionnement. C'est également en ces points qu'il faut faire l'admission de l'air pour le vidange.

Le choix de la ventouse est faite directement en fonction du diamètre de la conduite .Elle est désignée par le diamètre de l'orifice assurant l'évacuation de l'air.

Tableau VII.2: le choix de la ventouse en fonction du diamètre de la conduite.

| DIAMETRE DE LA CONDUITE | TYPE DE VENTOUSE |
|----------------------------|------------------|
| $D < 250\text{mm}$ | D 50mm |
| $250 < D < 400\text{ mm}$ | D 80mm |
| $400 < D < 500\text{ mm}$ | D100mm |
| $500 < D < 800\text{ mm}$ | D150mm |
| $800 < D < 1000\text{ mm}$ | D200mm |



Ventouse a double orifices



Ventouse simple

Figure.VII.9 Types de ventouses

VII.2.3 Vidange

Les vidanges ont pour fonction d'évacuer l'eau à partir de la conduite lors de l'entretien ou en cas de problème, elles sont prévues à tous points bas du profil de la conduite.

VII.2.4 les organes de raccordement

Les organes de raccordement sont nécessaires pour :

- La déviation d'une partie d'écoulement.
- L'introduction dans la conduite d'un débit supplémentaire
- Le changement de diamètre de la conduite.
- Le montage et le démontage des accessoires.
- Le changement de direction de la conduite.

1. Coudes

Ils sont utilisés lorsque la conduite change sa direction, généralement, les coudes sont maintenus par des massifs de butées.

2. Les cônes

Sont utilisés pour relier de conduite de diamètres différents, on les rencontre aussi à l'entrée et la sortie des pompes.

3. Tés

Sont utilisés pour soutirer un débit d'une canalisation (utilisé dans le réseau de distribution)

VII.2.5 By-pass

Le by-pass est utilisé pour :

- Faciliter la manœuvre de la vanne à fermeture lente ;
- Remplir à débit réduit, la conduite avant sa mise en service ;
- Relier la conduite d'arrivée à la conduite de départ du réservoir.

Dans notre cas, les by-pass sont placés parallèlement aux vannes de sectionnement se trouvant le long de la conduite gravitaire et de refoulement pour remplir les deux premiers rôles, et à l'intérieur de la chambre de vannes pour remplir le troisième rôle.

VII.2.6 Organes de mesure

VII.2.6.1 Mesure de débit

Les appareils les plus utilisés au niveau des installations sont :

- Le diaphragme
- Le venturi
- La tuyère

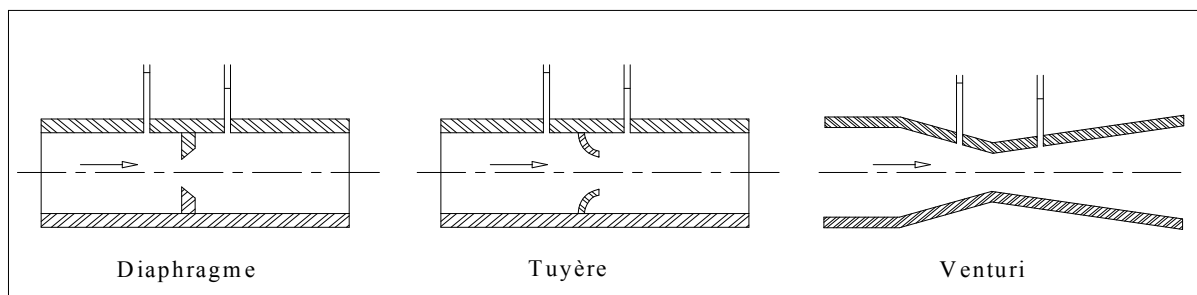


Figure VII.10 : Organes de mesure de débit

VII.2.6.2 Mesure de pression

Les appareils les plus utilisés en grande installation sont :

- Les manomètres à aiguilles ;
- les manomètres à soufflet

VII.3 Liaison avec les appareils hydrauliques

Comme tous les appareils hydrauliques (vannes, ventouses, clapet anti-retour ...) sont assortis de brides à leurs extrémités, il est plus pratique de les relier au tube PE par un assemblage de brides.

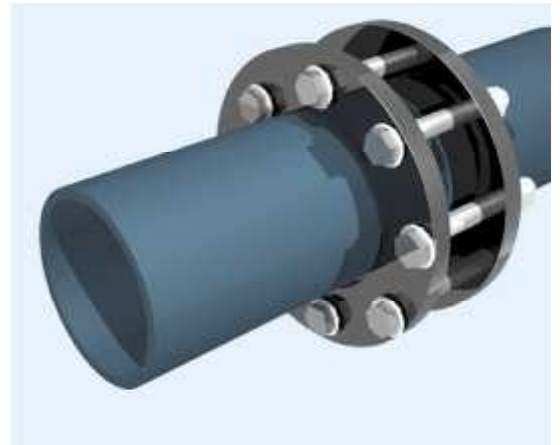
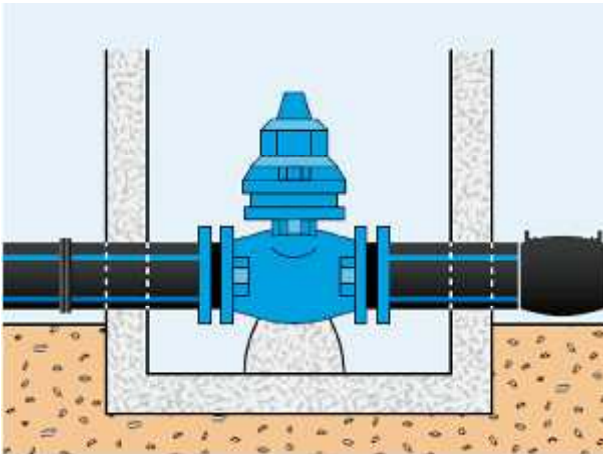


Figure VII.8 : Assemblage bride à bride

VII.4 Transition avec d'autres matériaux

Pour la transition entre les canalisations PE et les autres types de canalisations (PVC, fonte, béton, amiante ciment...), il existe plusieurs solutions, cependant celle qui est considérée comme la plus pratique et la plus fiable consiste à utiliser les joints Gibault.



Figure VII.9 : Assemblage par joint Gibault

Conclusion

Afin d'assurer un bon fonctionnement de l'adduction, les accessoires doivent être installés soigneusement et même la pose de la canalisation, pour cela les raccordements seront effectués par des personnes qualifiées, et d'après les profils d'adduction, les accessoires à utilisés seront :

- les réservoirs d'air anti-bélier ;
- les joints GEBault pour installer les robinets vannes ;
- les ventouses sur les points hauts ;
- les robinets de vidange ;
- les robinets vannes ;
- les appareils de mesure de débit et de pression ;
- les cônes et les tés et les coudes ;

Chapitre VIII

Organisation du chantier

Introduction

Afin que notre projet soit exécuté dans les meilleures conditions possibles, une opération dite « Organisation de chantier » doit être étudiée, afin de déterminer et de coordonner la mise en œuvre des moyens nécessaires pour une réalisation et une exécution des travaux aussi conforme que possible tout en respectant les délais les plus brefs et le coût le plus économique.

VIII.1. Différents travaux à entreprendre [3]

VIII.1.1. Travaux concernant l'adduction

Les tâches constituant les travaux à faire pour la mise en place de l'adduction sont

VIII.1.1.1. 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 côté de la tranchée, l'autre côté étant réservé au bardage des conduites.

VIII.1.1.2. 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 20cm dans notre cas.

VIII.1.1.3. 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.

VIII.1.1.4. 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 1,8 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.

VIII.1.1.5. Remblayage des tranchées

C'est une opération de terrassement qui consiste à enterrer la conduite, en utilisant le remblai résultant de l'excavation.

VIII.1.1.6. 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.1.2. Travaux concernant les stations de pompage

Les tâches constituant les travaux à faire pour la construction de la station de pompage sont :

- Exécution du décapage.
- Exécution des fouilles.
- Coulage du béton de propreté.
- Coulage du béton pour les semelles.
- Coulage du béton pour les demi-poteaux.
- Remblayage des fouilles.
- Coulage du béton des longrines inférieures.
- Remblayage des casiers.
- Coulage de la chape inférieure.
- Coulage du béton de poteaux.
- Coulage du béton pour longrines supérieures et de la dalle.
- Maçonnerie et finition générale.

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 :

$$S_{exc} = b * h \quad \text{VIII.1}$$

- S_{exc} : surface des déblais de chaque coupe ;
- b : largeur de la tranchée ;
- h : profondeur de la tranchée

$$V_{exc} = S * L_{exc} \quad \text{VIII.2}$$

- V_{exc} : volume des déblais entre deux coupes consécutives ;
- L : distance entre deux coupes consécutives.

La profondeur de la tranchée

La profondeur de la tranchée dépend du diamètre de la conduite.

Elle est donnée par la relation suivante :

$$H_{tr} = D + h + h_1 \quad \text{VIII.3}$$

- H_{tr} : profondeur de la tranchée (m).
- D : diamètre de la conduite (m).
- h : hauteur de la génératrice supérieur de la conduite à la surface du sol.
Nous prenons : $h = 1.3$ m.
- h_1 : épaisseur du lit de pose $h_1 = 0,2$ m.

Le largeur de la tranchée

La largeur de la tranchée sera calculée en fonction du diamètre de la conduite toute on laisse 50cm d'espace de chaque côté de la conduite.

$$b = D + 1 \text{ m.} \quad \text{(VIII.4)}$$

- b : largeur de la tranchée (m) et
- D : diamètre de la conduite (m).

Tableau VIII.1 : calcul de volume de déblai de l'adduction (SP1- R_c)

| | PLAN | surface i (m ²) | Surface (m ²) | Longueur (m) | volume i (m ³) | volume (m ³) |
|--------|------|-----------------------------|---------------------------|--------------|----------------------------|--------------------------|
| P1 | P1 | 2.4 | | | | 4607.24 |
| P1-P2 | P2 | 2.34 | 2.37 | 100 | 237.00 | |
| P2-P3 | P3 | 2.352 | 2.346 | 90 | 211.14 | |
| P3-P4 | P4 | 2.352 | 2.352 | 261 | 613.87 | |
| P4-P5 | P5 | 2.352 | 2.352 | 492 | 1157.18 | |
| P5-P6 | P6 | 2.352 | 2.352 | 156 | 366.91 | |
| P6-P7 | P7 | 2.352 | 2.352 | 367 | 863.18 | |
| P7-P8 | P8 | 2.352 | 2.352 | 167.5 | 393.96 | |
| P8-P9 | P9 | 2.364 | 2.358 | 235 | 554.13 | |
| P9-P10 | P10 | 2.352 | 2.358 | 89 | 209.86 | |

Tableau VIII.2 : calcul de volume de déblai de l'adduction (SP2- R_d)

| | PLAN | surface i (m ²) | Surface (m ²) | Longueur (m) | volume i (m ³) | volume (m ³) |
|---------|------|-----------------------------|---------------------------|--------------|----------------------------|--------------------------|
| P11 | P11 | 2.412 | | | | 6989.09 |
| P11-P12 | P12 | 2.412 | 2.412 | 52 | 125.42 | |
| P12-P13 | P13 | 2.4 | 2.406 | 165 | 396.99 | |
| P13-P14 | P14 | 2.4 | 2.4 | 132.5 | 318.00 | |
| P14-P15 | P15 | 2.424 | 2.412 | 162 | 390.74 | |
| P15-P16 | P6 | 2.4 | 2.412 | 59.2 | 142.79 | |
| P16-P17 | P17 | 2.364 | 2.382 | 475 | 1131.45 | |
| P17-P18 | P18 | 2.376 | 2.37 | 57 | 135.09 | |
| P18-P19 | P19 | 2.376 | 2.376 | 288.5 | 685.48 | |
| P19-P20 | P20 | 2.364 | 2.37 | 445.5 | 1055.84 | |
| P20-P21 | P21 | 2.352 | 2.358 | 206 | 485.75 | |
| P21-P22 | P22 | 2.352 | 2.352 | 115.5 | 271.66 | |
| P22-P23 | P23 | 2.364 | 2.358 | 389 | 917.26 | |
| P23-P24 | P24 | 2.376 | 2.37 | 192.5 | 456.23 | |
| P24-P25 | P25 | 2.388 | 2.382 | 200 | 476.40 | |

VIII.2.2. Lit de sable

Le long de l'adduction, la conduite doit être posée sur un lit de sable de 15 cm d'épaisseur

$$V_s = b * e * L \quad \text{(VIII.5)}$$

- V_s : volume du lit de sable (m^3) ;
- e : épaisseur du lit de sable, $e = 20$ cm ;
- L : longueur de la tranchée (m).
- B : largeur du tranché (m).

Les résultats de calcul du volume du lit de sable figurent dans le tableau (VIII.3)

Tableau VIII.3 : calcul volume de lit de sable de l'adduction.

| Tronçon | Longueur (m) | Largeur (m) | épaisseur (m) | Volume (m^3) |
|---------------|-----------------|----------------|------------------|---------------------|
| SP1- Rc | 1915 | 1.2 | 0.2 | 1149 |
| SP2 - Rd | 2800 | 1.16 | 0.2 | 1624 |
| Volume totale | | | | 2773 |

VIII.2.3. Volume d'enrobage

Les résultats de calcul du volume d'enrobage figurent dans le tableau (VIII.4)

Tableau VIII.4 : calcul volume d'enrobage de l'adduction.

| Tronçon | Longueur (m) | Largeur (m) | épaisseur (m) | Volume de conduite (m^3) | Volume (m^3) |
|---------------|-----------------|----------------|------------------|---------------------------------|---------------------|
| SP1- Rc | 1915 | 1.2 | 0.9 | 60.13 | 2008.07 |
| SP2 - Rd | 2800 | 1.16 | 0.9 | 56.28 | 2866.92 |
| Volume totale | | | | 4874.99 | |

VIII.2.4. Volume Remblai compacté

Les résultats de calcul du volume de remblai compacté figurent dans le tableau (VIII.5)

Tableau VIII.5 : calcul volume d'enrobage de l'adduction.

| Tronçon | V déblai (m^3) | V enrobage (m^3) | V. lit de sable (m^3) | V .conduites (m^3) | V remblai Compacté (m^3) |
|---------------|-----------------------|----------------------------|---------------------------------|---------------------------|------------------------------------|
| SP1- Rc | 4607.24 | 2008.07 | 1149 | 60.13 | 1390.04 |
| SP2 - Rd | 6989.09 | 2866.92 | 1624 | 56.28 | 2441.89 |
| Volume totale | | | | | 3831.93 |

VIII.3. Volumes travaux des deux stations de pompage

Les volumes des deux stations de pompage sont montrés dans le tableau (VIII.6)

Tableau VIII.6 : les volumes des stations de pompage SP1 et SP2.

| TACHE | UNITES | SP1 | SP2 | TOTAL |
|---------------------------------|----------------|-------|-------|-------|
| Volume Décapé | M ³ | 9.85 | 6.74 | 16.59 |
| Volume déblais | M ³ | 14.52 | 10.89 | 25.41 |
| Béton de propreté | M ³ | 1.45 | 1.09 | 2.54 |
| Béton armé fouille | M ³ | 3.6 | 2.7 | 6.3 |
| Béton armé demi poteaux | M ³ | 0.76 | 0.681 | 1.441 |
| Béton armé ceinture | M ³ | 5.94 | 4.68 | 10.62 |
| Remblais compacté | M ³ | 8.82 | 6.61 | 15.43 |
| Béton de propreté sous ceinture | M ³ | 1.98 | 1.56 | 3.54 |
| Volume terre | M ³ | 31.92 | 25.08 | 57 |
| Herasonage | M ³ | 16.8 | 13.2 | 30 |
| Chappe | M ³ | 10.08 | 7.92 | 18 |
| Béton armé poteaux | M ³ | 6.48 | 4.86 | 11.34 |
| Béton armé longrine | M ³ | 5.94 | 4.68 | 10.62 |
| Béton armé poutrelle | M ³ | 11.76 | 9.24 | 21 |
| Béton armé dalle | M ³ | 58.8 | 46.2 | 105 |
| Ordis | U | 900 | 750 | 1650 |
| Briques | U | 4000 | 3400 | 7400 |

VIII.4. Volumes des travaux du réseau de distribution

Les volumes de réseau de distribution sont présentés dans le tableau (VIII.7)

Tableau VIII.7 : les volumes du réseau de distribution des deux villages.

| Désignation des travaux | unités | Quantités |
|----------------------------|----------------|-----------|
| Déblais | M ³ | 15287.15 |
| Lit de sable | M ³ | 5095.72 |
| Enrobage | M ³ | 750 |
| Remblai Proprement dit | M ³ | 9441.43 |
| Conduite PEHD PN16 (200mm) | U | 14 |
| Conduite PEHD PN16 (125mm) | U | 141 |
| Conduite PEHD PN16 (90mm) | U | 91 |
| Conduite PEHD PN16 (75mm) | U | 252 |
| Conduite PEHD PN16 (63mm) | U | 14 |
| Conduite PEHD PN16 (50mm) | U | 56 |
| Conduite PEHD PN16 (40mm) | U | 93 |
| Conduite PEHD PN16 (32mm) | U | 186 |
| Conduite PEHD PN16 (20mm) | U | 4 |

VIII.5. Estimation du coût total de projet

VIII.5.1 Estimation du cout de pose de canalisation de l'adduction

Tableau VIII.8 : estimation du cout de pose de canalisation de l'adduction.

| Désignation des travaux | unités | Quantités | prix unitaire | Montant HT (DA) |
|----------------------------|----------------|-----------|---------------|--------------------|
| Déblais | M ³ | 11596.33 | 300 | 3478899 |
| Lit de sable | M ³ | 2773 | 800 | 2218400 |
| Enrobage | M ³ | 4874.99 | 700 | 3412493 |
| Remblai Proprement dit | M ³ | 3831.93 | 450 | 1724368.5 |
| Conduite PEHD PN20 (200mm) | U | 160 | 2875.61 | 460097.6 |
| Conduite PEHD PN20 (160mm) | U | 234 | 1802.9 | 421878.6 |
| La pose des conduites | MI | 5715 | 250 | 1428750 |
| TOTAL (HT) | | | | 13144886 |
| TVA (17%) | | | | 2234630.62 |
| Montant TTC | | | | 15379516.62 |

VIII.5.2 Estimation du coût de deux stations de pompage

Tableau VIII.9 : estimation du cout de deux stations de pompage.

| Désignation des travaux | unités | Quantités | prix unitaire | Montant HT (DA) |
|--------------------------------|----------------|-----------|---------------|-------------------|
| Travaux de Terrassement | | | | |
| décapage de terre | M ³ | 16.59 | 250 | 4147.5 |
| déblai fouilles | M ³ | 25.41 | 400 | 10164 |
| remblai compacté | M ³ | 15.43 | 450 | 6943.5 |
| herussonage | M ³ | 30 | 400 | 12000 |
| Béton de Propreté | | | | |
| B.P sous semelles | M ³ | 2.54 | 12000 | 30480 |
| B.P sous ceinture | M ³ | 3.54 | 12000 | 42480 |
| Béton Armé | | | | |
| B.A semelles | M ³ | 6.3 | 25000 | 157500 |
| B.A Demi-poteaux | M ³ | 1.44 | 25000 | 36000 |
| B.A ceinture | M ³ | 10.62 | 25000 | 265500 |
| B.A longrine | M ³ | 10.62 | 25000 | 265500 |
| B.A pontaux | M ³ | 11.34 | 25000 | 283500 |
| B.A poutrelles | M ³ | 21 | 25000 | 525000 |
| B.A dalle | M ³ | 105 | 25000 | 2625000 |
| B.A Chappe | M ³ | 18 | 25000 | 450000 |
| Maçonnerie | | | | |
| ordis | U | 1650 | 40 | 66000 |
| briques | U | 7400 | 20 | 148000 |
| TOTAL (HT) | | | | 4928215 |
| TVA (17%) | | | | 837796.55 |
| Montant TTC | | | | 5766011.55 |

VIII.5.3 Estimation du coût du réseau de distribution

Tableau VIII.10 : estimation du cout du réseau de distribution.

| Désignation des travaux | unités | Quantités | prix unitaire | Montant HT (DA) |
|----------------------------|----------------|-----------|---------------|--------------------|
| Déblais | M ³ | 15287.15 | 300 | 4586145 |
| Lit de sable | M ³ | 5095.72 | 800 | 4076576 |
| Enrobage | M ³ | 750 | 700 | 525000 |
| Remblai Proprement dit | M ³ | 9441.43 | 450 | 4248643.5 |
| Conduite PEHD PN16 (200mm) | U | 14 | 2 397.85 | 33569.9 |
| Conduite PEHD PN16 (125mm) | U | 141 | 934.26 | 131730.66 |
| Conduite PEHD PN16 (90mm) | U | 91 | 488.62 | 44464.42 |
| Conduite PEHD PN16 (75mm) | U | 252 | 404.81 | 102012.12 |
| Conduite PEHD PN16 (63mm) | U | 14 | 288.17 | 4034.38 |
| Conduite PEHD PN16 (50mm) | U | 56 | 180.68 | 10118.08 |
| Conduite PEHD PN16 (40mm) | U | 93 | 116.64 | 10847.52 |
| Conduite PEHD PN16 (32mm) | U | 186 | 75.47 | 14037.42 |
| Conduite PEHD PN16 (20mm) | U | 4 | 29.61 | 118.44 |
| TOTAL (HT) | | | | 13787297.44 |
| TVA (17%) | | | | 2343840.565 |
| Montant TTC | | | | 16131138 |

VIII.5.4 Estimation du coût total de projet

Tableau VIII.11 : estimation du coût total de projet.

| Désignation des travaux | Unités | Montant HT (DA) |
|--------------------------------|--------|--------------------|
| Station de pompage SP1 et SP2 | DA | 4928215 |
| les travaux de l'adduction | DA | 13144886 |
| les travaux de la distribution | DA | 13787297.44 |
| TOTAL (HT) | | 31860398.44 |
| TVA (17%) | | 5416267.74 |
| Montant TTC | | 37276666.18 |

VIII.6. Choix des engins

Le choix des engins est très important dans la réalisation des travaux, chaque opération à un engin qui lui convient.

1. Pour le décapage de la couche de la terre végétale

On utilise le bulldozer ou le terrain est très difficile, Mais le meilleur engin adopter à ce type de travaux c'est bien la niveleuse.

On distingue la niveleuse automotrice appelée **motor grader** et la niveleuse tractée appelée **grader**, le motor grader est constitué de :

- Un tracteur à quatre (04) roues ou à deux (02) prolongé vers l'avant par un long bras coudé reposant lui même à son extrémité sur un essieu à deux (02) roues directrices (train avant) commandé depuis le tracteur, toutes les roues sont inclinables sur leur essieu pour permettre à la niveleuse de se déplacer en tout terrain et en particulier dans le cas de forte pente transversale.
- Une couronne circulaire.
- Une lame (outil de travail) montée sur la couronne et par rapport à laquelle elle peut tourner ou se déplacer dans son prolongement, c'est à dire prendre toutes les positions possibles dans le plan de la couronne, on peut donner à celle-ci une inclinaison les deux mouvements combinés celui de la lame et de la couronne permettent donc à l'outil d'occuper toutes les positions de l'espace, cette mobilité de l'outil constitue le principal avantage de la machine et lui permet d'effectuer une gamme de travaux variés. on n'utilise plus ce type d'engins.

➤ Utilisation des niveleuses

La niveleuse en plus de son travail de terrassement et de finition ces emplois sont multiples :

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

2. Pour l'excavation des tranchées :

On utilise une pelle équipée en rétro

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

- Temps de fouille.
- Temps de transport.
- Temps de déchargement.
- Temps de remise en position de déblais.

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



Figure VIII.1 Pelle équipée en rétro

3. Pour le remblaiement des tranchées :

Pour notre projet on utilise la pelle. (Figure VIII.1)

4. Pour le compactage :

L'engin qui convient à cette opération c'est le rouleau lisse, Il comprend :

- Un châssis.
- Des roues larges (cylindres) avec une couche d'usure d'acier au manganèse.

VIII.7. Planification des travaux :

Avant d'entamer la réalisation des travaux sur le chantier, il faut faire une planification qui consiste en une étude théorique qui recherche constamment la meilleure façon d'utilisation de la main d'œuvre et des autres moyens.

L'objectif de la planification est de s'assurer que tout le travail se fait :

- Dans un ordre correct (bonne succession des opérations du réseau) ;
- Sans retard ;
- Aussi économique que possible.
- Avec la définition des tâches et leurs durées.

VIII.7.1 Stations de pompages

Les tâches de construction du bâtiment de la station de pompage et leurs durées sont mentionnées sur le tableau ci-dessous:

Tableau VIII.12 : Travaux pour les stations de pompage

| Opération | symbole | Durée (jours) |
|---|----------------|----------------------|
| Décapage | A | 2 |
| Excavation | B | 3 |
| Coulage du béton de propreté. | C | 2 |
| Coulage du béton pour les semelles. | D | 2 |
| Coulage du béton pour les demi-poteaux. | E | 3 |
| Remblayage et compactage des fouilles. | F | 3 |
| Coulage béton longrines inférieures. | H | 4 |
| Remblayage et compactage des casiers. | I | 4 |
| Coulage de la chape inférieure. | J | 2 |
| Coulage béton poteaux et des voiles de la salle de machines. | K | 2 |
| Coulage du béton pour longrines supérieures et de la dalle. | L | 2 |
| Maçonnerie et finition générale. | M | 7 |
| Embellissement (trottoirs, bitumage et verdure), évacuation des débris et nettoyage | N | 3 |

VIII.7.2 Adduction

Les tâches de réalisation de l'adduction et leurs durées sont mentionnées dans le tableau ci-dessous :

Tableau VII.13 : Travaux pour l'adduction

| Opération | Durée (jours) |
|--|----------------------|
| Décapage de la couche végétal | 10 |
| Exécution des tranchées et des fouilles | 10 |
| Aménagement du lit de pose | 20 |
| La mise en place des canalisations en tranchée | 10 |
| Assemblage des tuyaux | 10 |
| Faire les essais d'étanchéité pour les conduites et les joints | 6 |
| Remblai des tranchées et compactage | 15 |

VIII.7.3 Réservoirs

Les tâches concernant la réalisation d'un réservoir et leurs durées sont mentionnées dans le tableau

Tableau VII.14 : Travaux pour les réservoirs

| Opération | Durée (jour) |
|---|---------------------|
| Excavation | 2 |
| Pose du tout venant | 2 |
| Coulage du béton de propreté. | 1 |
| Coulage du béton armé du radier et de la chape de la chambre de manœuvre. | 6 |
| Coulage béton armé du voile du réservoir et de la chambre | 4 |
| Coulage du béton armé de la ceinture supérieure du réservoir et des poteaux de la chambre de manœuvre | 4 |
| Coulage du béton armé de la coupole et de la dalle de la chambre de manœuvre | 5 |
| Maçonnerie et finition générale. | 6 |
| Evacuation des débris et nettoyage | 2 |

VIII.7.4 Réseau de distribution

Les tâches de réalisation de réseau de distribution et leurs durées sont mentionnées dans le tableau ci-dessous :

Tableau VII.15 : Travaux pour le réseau

| Opération | Durée (jours) |
|--|---------------|
| Décapage de la couche végétal | 10 |
| Exécution des tranchées et des fouilles | 10 |
| Aménagement du lit de pose | 20 |
| La mise en place des canalisations en tranchée | 10 |
| Assemblage des tuyaux | 10 |
| Faire les essais d'étanchéité pour les conduites et les joints | 6 |
| Remblai des tranchées et compactage | 15 |

VIII.7.5 La durée totale de projet

D'après les tableaux VII.12, VII.13 ; VII.14 ; VII.15

La durée totale du projet est estimée à **165 jours (5 mois et 15 jours)**

VII.8. Protection et sécurité du travail

Le risque d'accident est constamment présent durant toute la période de réalisation d'un projet, que ce soit pendant la phase des travaux de terrassement, de bétonnage, ou même en fin du projet. D'où la nécessité de prendre des mesures sécuritaires dans l'optique de parer à tous ces accidents

VII.8.1. Les causes principales

Les accidents de travail sont dus la plupart des cas aux raisons suivantes :

- Non-respect des consignes de sécurité.
- Défaut d'organisation générale du travail.
- Utilisation de machines en dehors de leurs limites ou de l'usage pour lequel ils sont prévus.
- Défaut de formation technique.

VII.8.2. 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, empoussièremment, ambiance thermique).
- Contrôle des matériaux.
- Affichage des consignes de sécurité et du règlement intérieur de l'entreprise.

Conclusion

Dans notre travail on a déterminé le devis général des stations de pompes, et l'adduction et le réseau de distribution, en premier lieu nous avons fait une étude quantitative des volumes des travaux. Comme deuxième étape nous avons entrepris une planification des travaux. En fin le choix des engins les plus appropriés pour le bon déroulement des étapes du projet.

Conclusion générale

Conclusion Générale

Dans cet Mémoire de fin d'étude, il a été question d'une adduction par refoulement pour subvenir aux besoins des villages de TALOUDERAR et DRAA L'BEIEDH - commune de KHEMIS EL KHECHENA, projetée à l'horizon 2040, pour se faire il a été nécessaire :

- d'estimer besoins en eau, et de dimensionner les réservoirs de stockage et de distribution (réservoir 1000m^3 et 500m^3)
- Projeter des conduites d'adduction en PEHD sur une longueur totale de 6000m avec deux diamètres de 200 et 160 mm déterminés par une étude technico-économique.
- Implanter deux stations de pompage, la premier refoule un débit de $108\text{m}^3/\text{h}$ avec une HMT de 277m et la deuxième refoule un débit de $65\text{m}^3/\text{h}$ avec une HMT de 179m.

Quelques recommandations à la fin de ce projet :

- respecter le temps de pompage
- respecter les dotations allouées
- une bonne gestion suivie d'un entretien ardu s'impose pour assurer la pérennité du système d'adduction
- prévoir un groupe électrogène de secours
- veiller sur le réseau avec les différents appareils et dispositifs qui existent
- interdire les branchements illicites qui peuvent être dans plusieurs situations source de problèmes

Bibliographie

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

Ouvrages

- [1] A .DUPONT « hydraulique urbain » Tome II Eyrolles, Paris, 1977, P.573
- [2] B.SALAH « Polycopie d'alimentation en eau potable »
- [3] H. GODART « Technique de l'ingénieur » Edition T.I
- [4] M.MEUNIER « Les coups de bélier et la protection des réseaux d'eau sous pression »
- [5] Le plan national d'eau « PNE ;2014)

Catalogues

- Caprari « pompe multicellulaires et immergées »
- Groupe CHIAALI « les canalisation en PEHD »

Logiciels

- Autocad
- Covadis

Mémoire de fin d'étude

- **I. ABDI.** « Etude du transfert du barrage de BOUSSIABA (W.Jijel) vers le barrage de BENI HAROUN (W.MILA) » .242. Mémoire de fin d'étude, ENSH, Septembre 2011
- **TAIBAOUI YAHIA ABDELKHALEK** «étude d'adduction et de renforcement d'alimentation en eau potable de la wilaya de BOUMERDES » .mémoire de fin d'étude, ENSH, SEPTEMBRE 2013

Annexes

Annexe I : la variation horaire de consommation.

| Heures (h) | Nombre d'habitants | | | | |
|---------------|--------------------|--------------|--------------|-------------------|---------------------------------|
| | Moins de 10000 | 10001à 50000 | 50001à 10000 | Plus de 100000 | Agglomération de type rurale |
| 0-1 | 01 | 1.5 | 03 | 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 | 4.6 | 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 |
| Total | 100% | 100% | 100% | 100% | 100% |

Annexe II.1: dimensionnement du réseau du village DRAA L'BIEDH

CAS DE POINTE

| | Tronçon | Longueur (m) | Cote terrain (m) | Q specifiq (l/s/m) | Q tronçon (l/s) | D (mm) | Dh (m) | CTP (m) | Pression (m) | Vitesse (m/s) |
|----|----------------|-------------------------|-----------------------------|-------------------------------|----------------------------|-------------------|-------------------|---------------------|--------------------------|--------------------------|
| R | 1 2 | 165 | 475.13 | 0.00322433 | 13.191 | 200 | 0.1024 | 475.13 | | 0.42 |
| 2 | 2 3 | 100 | 465 | 0.00322433 | 0.177 | 50 | 1.1218 | 475.0276 | 10.03 | 0.56 |
| 3 | 2 5 | 28.5 | 465.25 | 0.00322433 | 12.627 | 125 | 0.1700 | 473.9058 | 8.66 | 1.03 |
| 4 | 5 4 | 100 | 464.7 | 0.00322433 | 0.177 | 50 | 1.1218 | 473.7359 | 9.04 | 0.56 |
| 5 | 5 6 | 33 | 464 | 0.00322433 | 12.220 | 90 | 0.9525 | 474.8576 | 10.86 | 1.92 |
| 6 | 6 7 | 90 | 463.15 | 0.00322433 | 0.160 | 50 | 0.8178 | 473.9051 | 10.76 | 0.51 |
| 7 | 6 8 | 46 | 462.9 | 0.00322433 | 11.846 | 125 | 0.2414 | 473.0874 | 10.19 | 0.97 |
| 8 | 8 9 | 80 | 460.9 | 0.00322433 | 0.142 | 50 | 0.5743 | 473.6637 | 12.76 | 0.45 |
| 9 | 8 10 | 100 | 460.4 | 0.00322433 | 11.536 | 125 | 0.4977 | 473.0894 | 12.69 | 0.94 |
| 10 | 10 11 | 100 | 455.2 | 0.00322433 | 0.177 | 50 | 1.1218 | 473.1660 | 17.97 | 0.56 |

| | Tronçon | Longueur (m) | Cote terrain (m) | Q specifiq (l/s/m) | Q tronçon (l/s) | D (mm) | Dh (m) | CTP (m) | PRESSION (m) | Vitesse (m/s) |
|----|----------------|-------------------------|-----------------------------|-------------------------------|----------------------------|-------------------|-------------------|---------------------|--------------------------|--------------------------|
| 11 | 10 12 | 455.2 | 455.4 | 0.00322433 | 11.521 | 125 | 2.2597 | 472.0442 | 16.64 | 0.94 |
| 12 | 12 13 | 100 | 435.7 | 0.00322433 | 0.177 | 50 | 1.1218 | 470.9063 | 35.21 | 0.56 |
| 13 | 12 14 | 227.5 | 436.7 | 0.00322433 | 9.327 | 75 | 9.5188 | 469.7845 | 33.08 | 2.11 |
| 14 | 14 15 | 89 | 420.4 | 0.00322433 | 0.158 | 32 | 0.7908 | 461.3875 | 40.99 | 0.50 |
| 15 | 14 16 | 90 | 422.3 | 0.00322433 | 8.062 | 60 | 8.5874 | 460.5967 | 38.30 | 2.85 |
| 16 | 16 17 | 70 | 414 | 0.00322433 | 0.124 | 50 | 0.3848 | 452.8001 | 38.80 | 0.40 |
| 17 | 16 18 | 237 | 413.3 | 0.00322433 | 7.807 | 75 | 6.9483 | 452.4154 | 39.12 | 1.77 |
| 18 | 18 19 | 100 | 401.7 | 0.00322433 | 0.177 | 32 | 1.1218 | 445.4671 | 43.77 | 0.56 |
| 19 | 18 20 | 167.5 | 401.2 | 0.00322433 | 6.597 | 63 | 8.3849 | 444.3453 | 43.15 | 2.12 |
| 20 | 20 21 | 50 | 389.4 | 0.00322433 | 0.089 | 32 | 0.0134 | 437.0822 | 47.68 | 0.21 |
| 21 | 20 22 | 200 | 386.2 | 0.00322433 | 5.954 | 50 | 25.8940 | 437.0688 | 50.87 | 3.03 |
| 22 | 22 23 | 50 | 373.07 | 0.00322433 | 0.089 | 32 | 0.0134 | 411.1881 | 38.12 | 0.21 |
| 23 | 22 24 | 63 | 372 | 0.00322433 | 4.702 | 40 | 15.5227 | 411.1748 | 39.17 | 3.74 |
| 24 | 24 25 | 40 | 367.7 | 0.00322433 | 0.071 | 32 | 0.0718 | 395.6655 | 27.97 | 0.23 |

| | Tronçon | Longueur (m) | Cote terrain (m) | Q specifiq (l/s/m) | Q tronçon (l/s) | D (mm) | Dh (m) | CTP (m) | PRESSION (m) | Vitesse (m/s) |
|----|----------------|-------------------------|-----------------------------|-------------------------------|----------------------------|-------------------|-------------------|---------------------|--------------------------|--------------------------|
| 25 | 24 26 | 50 | 367.9 | 0.00322433 | 0.089 | 32 | 0.1402 | 395.5937 | 27.69 | 0.28 |
| 26 | 24 27 | 104 | 367.7 | 0.00322433 | 4.484 | 75 | 1.0058 | 395.5253 | 27.83 | 1.02 |
| 27 | 27 28 | 80 | 358.2 | 0.00322433 | 0.142 | 32 | 0.0548 | 394.6597 | 36.46 | 0.18 |
| 28 | 27 29 | 156 | 359 | 0.00322433 | 3.983 | 50 | 9.0394 | 394.6049 | 35.60 | 2.03 |
| 29 | 29 30 | 50.5 | 345 | 0.00322433 | 0.090 | 32 | 0.1445 | 385.6203 | 40.62 | 0.29 |
| 30 | 29 31 | 492 | 347 | 0.00322433 | 2.327 | 40 | 29.6879 | 385.4758 | 38.48 | 1.85 |
| 31 | 31 32 | 50 | 301.5 | 0.00322433 | 0.089 | 32 | 0.1402 | 355.9324 | 54.43 | 0.28 |
| 32 | 31 33 | 261 | 300.9 | 0.00322433 | 0.914 | 40 | 2.4318 | 355.7922 | 54.89 | 0.73 |
| 33 | 33 34 | 50 | 279.2 | 0.00322433 | 0.089 | 32 | 0.1402 | 353.5006 | 64.30 | 0.28 |
| 34 | 33 35 | 90 | 279.28 | 0.00322433 | 0.160 | 32 | 0.8178 | 353.3604 | 64.08 | 0.51 |
| 35 | // | // | 272 | 0.00322433 | // | // | // | 352.6829 | 70.68 | |

Annexe II.2 : dimensionnement du réseau – village TALOUDERAR

CAS DE POINTE

| | Tronçon | Longueur (m) | Cote terrain (m) | Q specifiq (l/s/m) | Q tronçon (l/s) | D (mm) | DH (m) | CTP (m) | Pression (m) | Vitesse (m/s) |
|----|----------------|-------------------------|-----------------------------|-------------------------------|----------------------------|-------------------|-------------------|----------------------|---------------------------|--------------------------|
| R | 1 2 | 192.5 | 582.17 | 0.00488488 | 22.538 | 250 | 0.1143 | 582.17 | 0.00 | 0.46 |
| 2 | 2 3 | 100 | 576.11 | 0.00488488 | 0.269 | 50 | 0.2455 | 582.06 | 5.95 | 0.33 |
| 3 | 2 4 | 389 | 574.2 | 0.00488488 | 20.677 | 125 | 6.2205 | 581.81 | 7.61 | 1.69 |
| 4 | 4 5 | 90 | 555.2 | 0.00488488 | 0.242 | 32 | 0.1790 | 575.84 | 20.64 | 0.30 |
| 5 | 4 6 | 111.5 | 558.4 | 0.00488488 | 18.947 | 125 | 1.4971 | 575.66 | 17.26 | 1.54 |
| 6 | 6 7 | 90 | 546.49 | 0.00488488 | 0.242 | 40 | 0.1790 | 574.34 | 27.85 | 0.30 |
| 7 | 6 8 | 206 | 548.5 | 0.00488488 | 17.755 | 125 | 2.4289 | 574.16 | 25.66 | 1.45 |
| 8 | 8 9 | 445.5 | 530 | 0.00488488 | 16.223 | 125 | 4.3851 | 571.91 | 41.91 | 1.32 |
| 9 | 8 10 | 120 | 498.87 | 0.00488488 | 0.322 | 40 | 0.4243 | 567.52 | 68.65 | 0.40 |
| 10 | 9 11 | 60 | 536 | 0.00488488 | 0.161 | 40 | 0.0530 | 571.48 | 35.48 | 0.20 |

| | | | | | | | | | | |
|----|-------|------------|--------|------------|--------|----|---------|--------|-------|------|
| 11 | 9 12 | 288.5 | 499.2 | 0.00488488 | 13.512 | 90 | 10.1818 | 567.47 | 68.27 | 2.13 |
| 12 | 12 13 | 80 | 486.45 | 0.00488488 | 0.215 | 32 | 0.1257 | 557.34 | 70.89 | 0.27 |
| 13 | 12 14 | 70 | 485.88 | 0.00488488 | 0.188 | 75 | 0.0012 | 557.22 | 71.34 | 0.04 |
| 14 | 12 15 | 486.45 | 488.2 | 0.00488488 | 10.935 | 90 | 11.2436 | 557.34 | 69.14 | 1.72 |
| 15 | 15 16 | 50 | 484.75 | 0.00488488 | 0.134 | 32 | 0.0307 | 546.10 | 61.35 | 0.17 |
| 16 | 15 17 | 20 | 484.82 | 0.00488488 | 9.340 | 90 | 0.3372 | 546.07 | 61.25 | 1.47 |
| 17 | 17 18 | 50 | 484.23 | 0.00488488 | 0.134 | 32 | 0.0307 | 545.76 | 61.53 | 0.17 |
| 18 | 17 19 | 476 | 484.75 | 0.00488488 | 7.996 | 75 | 14.6366 | 545.73 | 60.98 | 1.81 |
| 19 | 19 21 | 59.5 | 460.3 | 0.00488488 | 6.586 | 75 | 1.2413 | 531.12 | 70.82 | 1.49 |
| 20 | 19 20 | 100 | 460 | 0.00488488 | 0.269 | 32 | 0.2455 | 530.88 | 70.88 | 0.33 |
| 21 | 21 22 | 100 | 460.45 | 0.00488488 | 0.269 | 32 | 0.2455 | 529.88 | 69.43 | 0.33 |
| 22 | 21 23 | 115 | 459.2 | 0.00488488 | 5.196 | 75 | 1.4935 | 529.64 | 70.44 | 1.18 |
| 23 | 23 24 | 100 | 464.16 | 0.00488488 | 0.269 | 32 | 0.2455 | 528.39 | 64.23 | 0.33 |
| 24 | 23 25 | 50 | 459 | 0.00488488 | 4.289 | 50 | 3.3594 | 528.14 | 69.14 | 2.19 |
| 25 | 25 26 | 100 | 465.7 | 0.00488488 | 0.269 | 32 | 0.2455 | 525.03 | 59.33 | 0.33 |
| 26 | 25 27 | 132.5 | 467.2 | 0.00488488 | 3.375 | 50 | 5.5120 | 524.79 | 57.59 | 1.72 |

| | | | | | | | | | | |
|----|-------|-----|--------|------------|-------|----|--------|--------|-------|------|
| 27 | 27 28 | 80 | 466.52 | 0.00488488 | 0.215 | 32 | 1.3182 | 519.52 | 53.00 | 0.68 |
| 28 | 27 29 | 168 | 476 | 0.00488488 | 2.259 | 50 | 3.1307 | 518.20 | 42.20 | 1.15 |
| 29 | 29 30 | 100 | 467.4 | 0.00488488 | 0.269 | 32 | 0.2455 | 516.39 | 48.99 | 0.33 |
| 30 | 29 31 | 60 | 467.49 | 0.00488488 | 1.187 | 40 | 0.9423 | 516.14 | 48.65 | 0.95 |
| 31 | 31 32 | 80 | 468.02 | 0.00488488 | 0.215 | 32 | 0.1257 | 515.45 | 47.43 | 0.27 |
| 32 | 31 33 | 130 | 470.6 | 0.00488488 | 0.349 | 32 | 0.5395 | 515.32 | 44.72 | 0.43 |
| 33 | | | 470.5 | 0.00488488 | // | | | 514.91 | 44.41 | |

Remarque :

Pour assurer une bonne résistance à la pression nous utilisons les conduites de PEHD **PN16**

Annexe II.3: dimensionnement du réseau du village DRAA L'BIEDH

CAS DE POINTE+INCENDIE

| | Tronçon | Longueur (m) | Cote terrain (m) | Q specifiq (l /s/m) | Q tronçon (l/s) | D (mm) | Dh (m) | CTP (m) | Pression (m) | Vitesse (m /s) |
|----|----------------|-------------------------|-----------------------------|--------------------------------|----------------------------|-------------------|-------------------|---------------------|--------------------------|---------------------------|
| R | 1 2 | 165 | 475.13 | 0.00322433 | 13.191 | 200 | 0.1024 | 475.13 | | 0.42 |
| 2 | 2 3 | 100 | 465 | 0.00322433 | 0.177 | 50 | 1.1218 | 475.03 | 10.03 | 0.56 |
| 3 | 2 5 | 28.5 | 465.25 | 0.00322433 | 12.627 | 125 | 0.1700 | 473.91 | 8.66 | 1.03 |
| 4 | 5 4 | 100 | 464.7 | 0.00322433 | 0.177 | 50 | 1.1218 | 473.74 | 9.04 | 0.56 |
| 5 | 5 6 | 33 | 464 | 0.00322433 | 12.220 | 90 | 0.1843 | 474.86 | 10.86 | 1.00 |
| 6 | 6 7 | 90 | 463.15 | 0.00322433 | 0.160 | 50 | 0.8178 | 474.67 | 11.52 | 0.51 |
| 7 | 6 8 | 46 | 462.9 | 0.00322433 | 11.846 | 125 | 0.2414 | 473.86 | 10.96 | 0.97 |
| 8 | 8 9 | 80 | 460.9 | 0.00322433 | 0.142 | 50 | 0.5743 | 474.43 | 13.53 | 0.45 |
| 9 | 8 10 | 100 | 460.4 | 0.00322433 | 11.536 | 125 | 0.4977 | 473.86 | 13.46 | 0.94 |
| 10 | 10 11 | 100 | 455.2 | 0.00322433 | 0.177 | 50 | 1.1218 | 473.93 | 18.73 | 0.56 |
| 11 | 10 12 | 455.2 | 455.4 | 0.00322433 | 11.521 | 125 | 2.2597 | 472.81 | 17.41 | 0.94 |
| 12 | 12 13 | 100 | 435.7 | 0.00322433 | 0.177 | 50 | 1.1218 | 471.67 | 35.97 | 0.56 |
| 13 | 12 14 | 227.5 | 436.7 | 0.00322433 | 9.327 | 75 | 9.5188 | 470.55 | 33.85 | 2.11 |
| 14 | 14 15 | 89 | 420.4 | 0.00322433 | 0.158 | 32 | 0.7908 | 462.16 | 41.76 | 0.50 |
| 15 | 14 16 | 90 | 422.3 | 0.00322433 | 8.062 | 60 | 8.5874 | 461.36 | 39.06 | 2.85 |
| 16 | 16 17 | 70 | 414 | 0.00322433 | 0.124 | 50 | 0.3848 | 453.57 | 39.57 | 0.40 |
| 17 | 16 18 | 237 | 413.3 | 0.00322433 | 7.807 | 75 | 6.9483 | 453.18 | 39.88 | 1.77 |

| | | | | | | | | | | |
|----|-------|-------|--------|------------|--------|----|----------|----------------|----------------|--------------|
| 18 | 18 19 | 100 | 401.7 | 0.00322433 | 0.177 | 32 | 0.1070 | 446.24 | 44.54 | 0.22 |
| 19 | 18 20 | 167.5 | 401.2 | 0.00322433 | 6.597 | 63 | 26.6287 | 446.13 | 44.93 | 3.36 |
| 20 | 20 21 | 50 | 389.4 | 0.00322433 | 0.089 | 32 | 0.0134 | 419.61 | 30.21 | 0.11 |
| 21 | 20 22 | 200 | 386.2 | 0.00322433 | 5.954 | 50 | 25.8940 | 419.59 | 33.39 | 3.03 |
| 22 | 22 23 | 50 | 373.07 | 0.00322433 | 0.089 | 32 | 0.0044 | 393.71 | 20.64 | 0.07 |
| 23 | 22 24 | 63 | 372 | 0.00322433 | 4.702 | 40 | 15.5227 | 393.71 | 21.71 | 3.74 |
| 24 | 24 25 | 40 | 367.7 | 0.00322433 | 0.071 | 32 | 0.0068 | 378.19 | 10.49 | 0.2 |
| 25 | 24 26 | 50 | 367.9 | 0.00322433 | 17.089 | 32 | 496.6808 | 378.18 | 10.28 | 21.26 |
| 26 | 24 27 | 104 | 367.7 | 0.00322433 | 4.484 | 75 | 7.6379 | -118.49 | -486.19 | 2.28 |
| 27 | 27 28 | 80 | 358.2 | 0.00322433 | 0.142 | 32 | 0.0548 | 370.55 | 12.35 | 0.18 |
| 28 | 27 29 | 156 | 359 | 0.00322433 | 3.983 | 50 | 9.0394 | 370.50 | 11.50 | 2.03 |
| 29 | 29 30 | 50.5 | 345 | 0.00322433 | 0.090 | 32 | 0.0138 | 361.51 | 16.51 | 0.11 |
| 30 | 29 31 | 492 | 347 | 0.00322433 | 2.327 | 40 | 29.6879 | 361.50 | 14.50 | 1.85 |
| 31 | 31 32 | 50 | 301.5 | 0.00322433 | 0.089 | 32 | 0.0044 | 331.82 | 30.32 | 0.07 |
| 32 | 31 33 | 261 | 300.9 | 0.00322433 | 0.914 | 40 | 2.4318 | 331.82 | 30.92 | 0.73 |
| 33 | 33 34 | 50 | 279.2 | 0.00322433 | 0.089 | 32 | 0.0134 | 329.39 | 50.19 | 0.11 |
| 34 | 33 35 | 90 | 279.28 | 0.00322433 | 17.160 | 32 | 901.4631 | 329.38 | 50.10 | 21.35 |
| 35 | // | // | 272 | 0.00322433 | // | // | // | -572.07 | -844.07 | |

Remarque :

Nous remarquons une chute de pression, donc l'incendie provoque la chute de pression au cas de pointe

Annexe II.4 : dimensionnement du réseau – village TALOUDERAR

CAS DE POINTE +INCENDIE

| | Tronçon | Longueur (m) | Cote terrain (m) | Q specifiq (l/s/m) | Q tronçon (l/s) | D (mm) | Dh (m) | CTP (m) | Pression (m) | Vitesse (m/s) |
|----|---------|-----------------|---------------------|-----------------------|--------------------|-----------|-----------|-------------|------------------|------------------|
| R | 1 2 | 192.5 | 582.17 | 0.00488488 | 22.538 | 250 | 0.1143 | 582.17 | 0.00 | 0.46 |
| 2 | 2 3 | 100 | 576.11 | 0.00488488 | 0.269 | 50 | 0.2455 | 582.06 | 5.95 | 0.33 |
| 3 | 2 4 | 389 | 574.2 | 0.00488488 | 20.677 | 125 | 6.2205 | 581.81 | 7.61 | 1.69 |
| 4 | 4 5 | 90 | 555.2 | 0.00488488 | 0.242 | 32 | 0.1790 | 575.84 | 20.64 | 0.30 |
| 5 | 4 6 | 111.5 | 558.4 | 0.00488488 | 18.947 | 125 | 1.4971 | 575.66 | 17.26 | 1.54 |
| 6 | 6 7 | 90 | 546.49 | 0.00488488 | 0.242 | 40 | 0.1790 | 574.34 | 27.85 | 0.30 |
| 7 | 6 8 | 206 | 548.5 | 0.00488488 | 17.755 | 125 | 2.4289 | 574.16 | 25.66 | 1.45 |
| 8 | 8 9 | 445.5 | 530 | 0.00488488 | 16.223 | 125 | 4.3851 | 571.91 | 41.91 | 1.32 |
| 9 | 8 10 | 120 | 498.87 | 0.00488488 | 0.322 | 40 | 0.4243 | 567.52 | 68.65 | 0.40 |
| 10 | 9 11 | 60 | 536 | 0.00488488 | 0.161 | 40 | 0.0530 | 571.48 | 35.48 | 0.20 |
| 11 | 9 12 | 288.5 | 499.2 | 0.00488488 | 13.512 | 90 | 10.1818 | 567.47 | 68.27 | 2.13 |
| 12 | 12 13 | 80 | 486.45 | 0.00488488 | 0.215 | 32 | 0.1257 | 557.34 | 70.89 | 0.27 |
| 13 | 12 14 | 70 | 485.88 | 0.00488488 | 0.188 | 75 | 0.0012 | 557.22 | 71.34 | 0.04 |
| 14 | 12 15 | 486.45 | 488.2 | 0.00488488 | 10.935 | 90 | 11.2436 | 557.34 | 69.14 | 1.72 |
| 15 | 15 16 | 50 | 484.75 | 0.00488488 | 0.134 | 32 | 0.0307 | 546.10 | 61.35 | 0.17 |
| 16 | 15 17 | 20 | 484.82 | 0.00488488 | 9.340 | 90 | 0.3372 | 546.07 | 61.25 | 1.47 |
| 17 | 17 18 | 50 | 484.23 | 0.00488488 | 0.134 | 32 | 0.0307 | 545.76 | 61.53 | 0.17 |

| | | | | | | | | | | |
|----|-------|------------|--------|------------|--------|----|-----------|----------------|-----------------|-------|
| 18 | 17 19 | 476 | 484.75 | 0.00488488 | 7.996 | 75 | 14.6366 | 545.73 | 60.98 | 1.81 |
| 19 | 19 21 | 59.5 | 460.3 | 0.00488488 | 6.586 | 75 | 1.2413 | 531.12 | 70.82 | 1.49 |
| 20 | 19 20 | 100 | 460 | 0.00488488 | 0.269 | 32 | 0.2455 | 530.88 | 70.88 | 0.33 |
| 21 | 21 22 | 100 | 460.45 | 0.00488488 | 0.269 | 32 | 0.2455 | 529.88 | 69.43 | 0.33 |
| 22 | 21 23 | 115 | 459.2 | 0.00488488 | 5.196 | 75 | 1.4935 | 529.64 | 70.44 | 1.18 |
| 23 | 23 24 | 100 | 464.16 | 0.00488488 | 0.269 | 32 | 0.2455 | 528.39 | 64.23 | 0.33 |
| 24 | 23 25 | 50 | 459 | 0.00488488 | 4.289 | 50 | 3.3594 | 528.14 | 69.14 | 2.19 |
| 25 | 25 26 | 100 | 465.7 | 0.00488488 | 0.269 | 32 | 0.2455 | 525.03 | 59.33 | 0.33 |
| 26 | 25 27 | 132.5 | 467.2 | 0.00488488 | 3.375 | 50 | 5.5120 | 524.79 | 57.59 | 1.72 |
| 27 | 27 28 | 80 | 466.52 | 0.00488488 | 0.215 | 32 | 1.3182 | 519.52 | 53.00 | 0.68 |
| 28 | 27 29 | 168 | 476 | 0.00488488 | 2.259 | 50 | 3.1307 | 518.20 | 42.20 | 1.15 |
| 29 | 29 30 | 100 | 467.4 | 0.00488488 | 0.269 | 32 | 0.2455 | 516.39 | 48.99 | 0.33 |
| 30 | 29 31 | 60 | 467.49 | 0.00488488 | 1.187 | 40 | 0.9423 | 516.14 | 48.65 | 0.95 |
| 31 | 31 32 | 80 | 468.02 | 0.00488488 | 0.215 | 32 | 0.1257 | 515.45 | 47.43 | 0.27 |
| 32 | 31 33 | 130 | 470.6 | 0.00488488 | 17.349 | 32 | 1331.0567 | 515.32 | 44.72 | 21.58 |
| 33 | | | 470.5 | 0.00488488 | // | | | -815.61 | -1286.11 | |

Remarque :

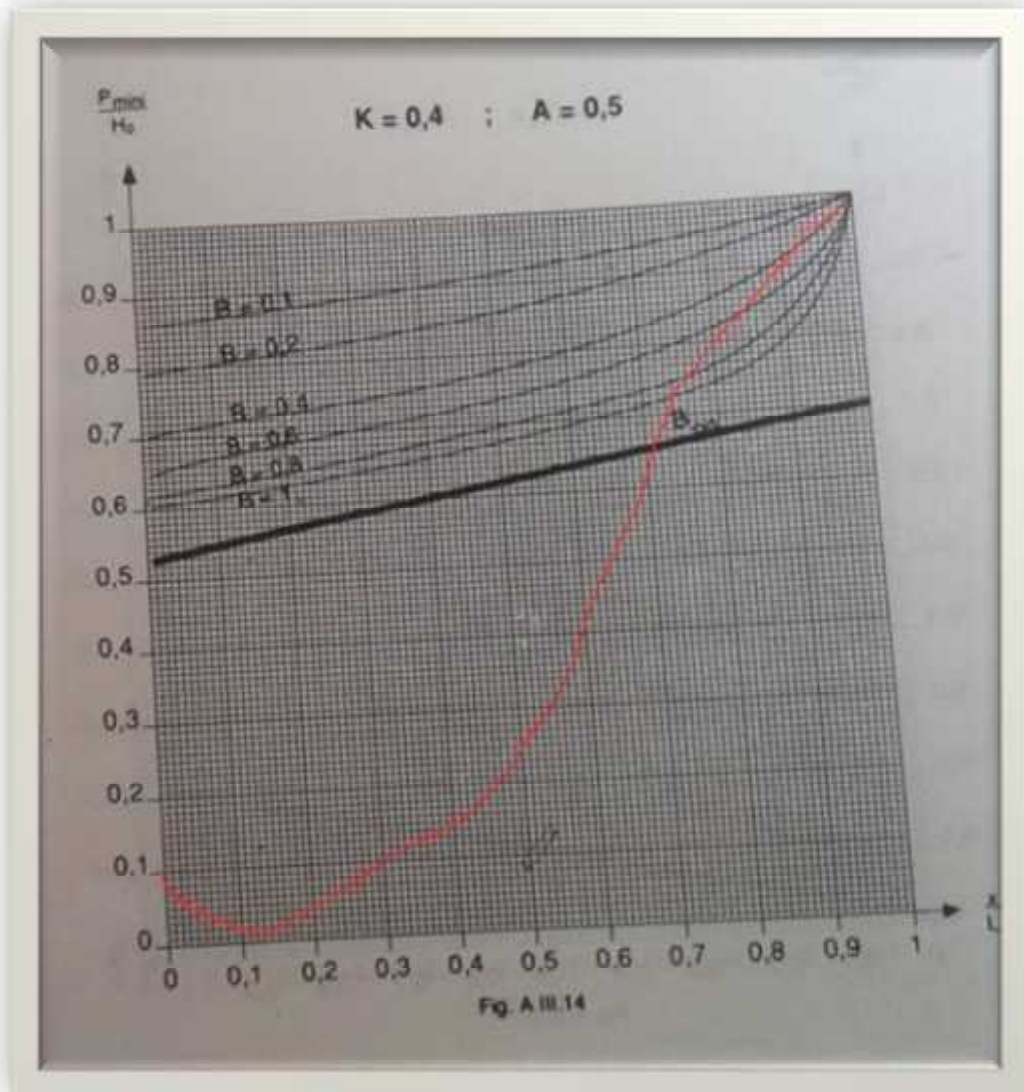
Nous remarquons une chute de pression, donc l'incendie provoque la chute de pression au cas de pointe

Annexe III

TUBE PEHD EAU POTABLE PN16 (Groupe CHAILI)

| Référence | Désignation | Diamètre | Epaisseur | Qualité | Pression | Prix HT | Prix TTC |
|-------------|-------------|-----------|-----------|---------|----------|-----------|-----------|
| | | Ext en MM | en MM | Produit | Service | le M/L | le M/L |
| 11 004 0201 | Tube PEHD | 20 | 2.3 | PE80 | 16 Bars | 29.61 | 34.64 |
| 11 004 0251 | Tube PEHD | 25 | 3.0 | PE80 | 16 Bars | 48.03 | 56.20 |
| 11 004 0321 | Tube PEHD | 32 | 3.6 | PE80 | 16 Bars | 75.47 | 88.30 |
| 11 004 0401 | Tube PEHD | 40 | 4.5 | PE80 | 16 Bars | 116.64 | 136.47 |
| 11 004 0501 | Tube PEHD | 50 | 5.6 | PE80 | 16 Bars | 180.68 | 211.40 |
| 11 004 0631 | Tube PEHD | 63 | 7.1 | PE80 | 16 Bars | 288.17 | 337.16 |
| 11 004 0751 | Tube PEHD | 75 | 8.4 | PE80 | 16 Bars | 404.81 | 473.63 |
| 11 008 0901 | Tube PEHD | 90 | 8.2 | PE100 | 16 Bars | 488.62 | 571.69 |
| 11 008 1101 | Tube PEHD | 110 | 10.0 | PE100 | 16 Bars | 721.62 | 844.30 |
| 11 008 1251 | Tube PEHD | 125 | 11.4 | PE100 | 16 Bars | 934.26 | 1 093.08 |
| 11 008 1601 | Tube PEHD | 160 | 14.6 | PE100 | 16 Bars | 1 526.93 | 1 786.51 |
| 11 008 2001 | Tube PEHD | 200 | 18.2 | PE100 | 16 Bars | 2 397.85 | 2 805.48 |
| 11 008 2501 | Tube PEHD | 250 | 22.7 | PE100 | 16 Bars | 3 709.88 | 4 340.56 |
| 11 008 3151 | Tube PEHD | 315 | 28.6 | PE100 | 16 Bars | 5 881.51 | 6 881.37 |
| 11 008 4001 | Tube PEHD | 400 | 36.3 | PE100 | 16 Bars | 9 500.90 | 11 116.05 |
| 11 008 5001 | Tube PEHD | 500 | 45.4 | PE100 | 16 Bars | 14 816.89 | 17 335.76 |
| 11 008 6301 | Tube PEHD | 630 | 57.2 | PE100 | 16 Bars | 22 513.76 | 26 341.10 |

Annexe IV.2



Annexe IV.1

Abaque de VIBERT

