

Higher National School of Hydraulic

The Library

Digital Repository of ENSH



المدرسة الوطنية العليا للري

المكتبة

المستودع الرقمي للمدرسة العليا للري



The title (العنوان):

Etude de l'adduction de la ville de Haizer (w. Bouira).

The paper document Shelf mark (الشفرة) : 1-0012-18

APA Citation (APA توثيق):

Souaf, Abdelfatah (2018). Etude de l'adduction de la ville de Haizer (w. Bouira)[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Digital Repository of ENSH aims to limit scientific production, whether published or unpublished (theses, pedagogical publications, periodical articles, books...)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، مبداعات، مقالات، الدوريات، 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 :

**ETUDE DE L'ADDUCTION DE LA VILLE
DE HAIZER (W.BOUIRA)**

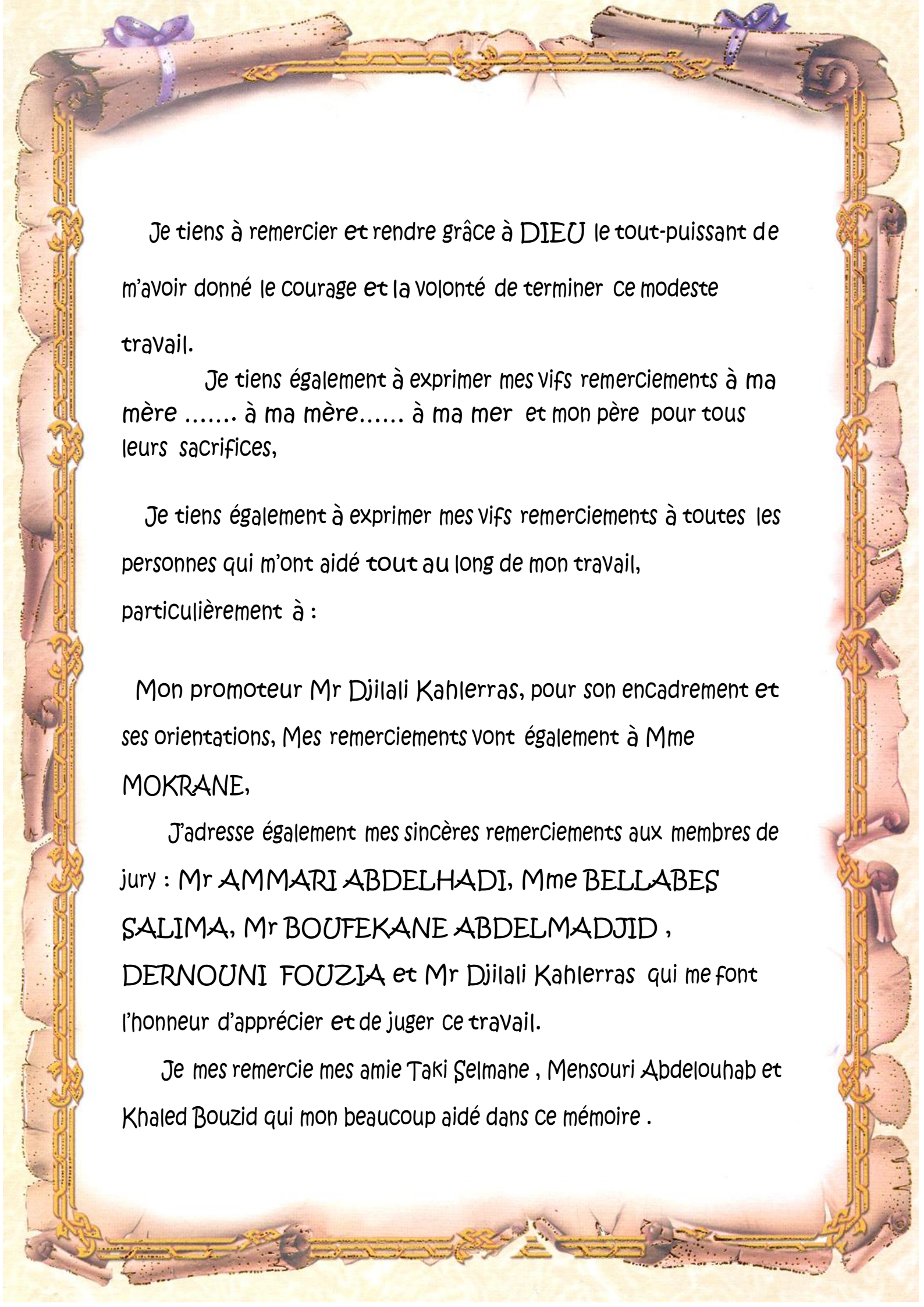
Présenté Par :

M^r SOUAF ABDEL FATAH

Devant les membres du jury

| Nom et Prénoms | Grade | Qualité |
|-----------------------|--------------|----------------|
| Mr A.AMMARI | M.C.B | Président |
| Mme S.BELLABES | M.A.A | Examinatrice |
| Mr A.BOUFEKANE | M.A.A | Examineur |
| Mme F.DERNOUNI | M.A.A | Examinatrice |
| Mr D.KAHLERRAS | M.C.B | Promoteur |

JUIN 2018



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

Je tiens également à exprimer mes vifs remerciements à ma mère à ma mère..... à ma mer et mon père pour tous leurs sacrifices,

Je tiens également à exprimer mes vifs remerciements à toutes les personnes qui m'ont aidé tout au long de mon travail, particulièrement à :

Mon promoteur Mr Djilali Kahlerras, pour son encadrement et ses orientations, Mes remerciements vont également à Mme MOKRANE,

J'adresse également mes sincères remerciements aux membres de jury : Mr AMMARI ABDELHADI, Mme BELLABES SALIMA, Mr BOUFEKANE ABDELMADJID , DERNOUNI FOUZIA et Mr Djilali Kahlerras qui me font l'honneur d'apprécier et de juger ce travail.

Je mes remercie mes amie Taki Selmane , Mensouri Abdelouhab et Khaled Bouzid qui mon beaucoup aidé dans ce mémoire .

ملخص:

تقع بلدية حيزر شمال ولاية البويرة ومصدرها للمياه حالياً هو الابار. لكن الطلب المتزايد على مياه الشرب من السكان أدى إلى الإفراط في استغلال المياه الجوفية ضف الى ذلك الجفاف الذي ضرب المنطقة في السنوات الأخيرة، مما قلل بشكل كبير من الموارد الجوفية. هذه الظاهرة تفرض علينا البحث عن مصدر آخر للماء لتعويض عن العجز الذي أعلنته السلطات المحلية.

تمثل هذه الدراسة جزءاً من المخطط الرئيسي لتوزيع المياه الصالحة للشرب للمنطقة بأكملها، ونحاول فيها إيجاد حلول تسمح لنا باختيار أفضل طريقة لنقل المياه من مصدر جديد لبلدية حيزر.

بعد تحليل الوضع، و بعد دراسة تقنية ومالية نتفق على ان الحل الانسب هو إنشاء خط توصيل (اعتماداً على اتباع الطريق) يربط النظام الذي يزود مدينة البويرة انطلاقاً من من محطة معالجة سد تيلدزيت وبلديتنا المذكورة، وهذا من أجل تلبية احتياجات بلدية حيزر للماء بحلول عام 2048 وفقاً للمعايير الحالية للبلاد، كان لزاماً وضع نظام يشتمل على محطتين للضخ، وخط إمداد PEHD على مسافة 9.4 كيلومتر، مع جميع الملحقات اللازمة لمشروع طويل الأجل.

Résumé

La commune de Haizer située au nord de la Wilaya de Brouira, est actuellement alimentée par des forages. Suite à la sécheresse qui a touché la région ces dernières années, et la demande croissante en eau potable de la population a conduit à la surexploitation de la nappe qui réduit considérablement la ressource souterraine. Ce phénomène nous oblige à chercher une autre source d'alimentation pour compenser le déficit déclaré par les autorités locales.

La problématique s'inscrit dans l'objectif d'étudier le schéma directeur des systèmes d'alimentation en eau potable de toute la région, et de trouver des solutions qui nous permettent de choisir la meilleure façon de transférer l'eau à partir d'une nouvelle source.

Après analyse de la situation, la solution la plus adéquate est de projeter une conduite d'adduction gravitaire et par refoulement (selon le relief du tracé), reliant le système alimentant la ville de Bouira à partir de la station de traitement du barrage "Tilzdzit".

Après étude technique, il s'avère que, pour assurer les besoins en AEP de la ville de Haizer, à l'horizon de 2048, avec une dotation conforme aux normes en vigueur du pays, il est demandé de projeter un système comprenant deux stations de pompes, et une conduite d'adduction en PEHD sur 9.4 km, avec tous les accessoires nécessaires à son bon fonctionnement à long terme.

Abstract :

The commune of Haizer located in north of Bouira city is currently supplied from drillings. Due to the drought that has affected the region in recent years and water increasing demand that has led to the overexploitation of the aquifer that significantly reduce the underground resources.

This phenomenon forced us to look for a new water source to fill water deficit declared by the local authorities.

The issue is a part of the objective of studying the region's water supply master plan and finding solutions to choose the best way to transfer water from a new source.

After analyzing the situation, the most appropriate solution is to project a water pipe (depending on the topography of the study area) connecting the city's water supply system with the Tilzdzit dam treatment plant.

After a technical study, it turns out that in order to meet Haier's water supply needs by 2048 with an endowment according to the current norms of the country, it is requested to project a system comprising of two pumping stations and an HDPE supply pipe for 9.4 km including all necessary accessories for its long-term project.

Sommaire

| | |
|--|----|
| Introduction générale..... | 1 |
| Chapitre I : présentation de la zone d'étude | |
| Introduction..... | 3 |
| I.1. Situation géographique..... | 3 |
| I.2.Situation topographique..... | 4 |
| I.3. Situation géologique..... | 4 |
| I.4.Situation climatologique..... | 4 |
| I.5 Situation urbanistique..... | 7 |
| Conclusion..... | 12 |
| Chapitre II : Estimation des besoins en eau | |
| Introduction..... | 12 |
| II.1. situation démographique et son évolution..... | 12 |
| II.2.évaluation de la population..... | 12 |
| II.3. Evolution des besoins en eau potable..... | 13 |
| II.3.1. Généralités..... | 13 |
| II.3.2. Evaluation des besoins en eau potable..... | 14 |
| II.4.Calcul des besoins en eau..... | 14 |
| II.4.1.Agglomération..... | 14 |
| II.5. Variation de la consommation..... | 16 |
| II.6. Etude de la variation des débits journaliers..... | 17 |
| II.7. Etude de la variation des débits horaires..... | 18 |
| II.8.1. Consommation maximale horaire..... | 18 |
| II.8.2. Consommation minimale horaire..... | 18 |
| II.8. Récapitulation des débits horaire..... | 22 |
| Conclusion..... | 23 |
| Chapitre III : Etude d'adduction | |
| Introduction..... | 25 |
| III.1. Types d'adduction..... | 25 |
| III.1.1. Adduction gravitaire..... | 25 |
| III.1.2. Adduction par refoulement..... | 25 |
| III.1.3. Adduction mixte..... | 25 |
| III.2. Adduction et types d'écoulement..... | 25 |
| III.2.1. Ecoulement à surface libre..... | 25 |
| III.2.2. Ecoulement en charge..... | 25 |
| III.3.Choix du tracé..... | 25 |
| III.4.Choix des matériaux de canalisation..... | 26 |
| III.4.1.Fonte..... | 26 |
| III.4.2.Acier..... | 26 |
| III.4.3. PRV (Polyester Renforcé de fibre de Verre)..... | 26 |
| III.4.4.PVC (Polychlorure de vinyle) et PEHD (polyéthylène)..... | 27 |
| III.4.5.Conclusion..... | 27 |
| III.5.Calcul hydraulique..... | 27 |
| III.5.1. Cas gravitaire..... | 27 |
| III.5.2.Cas de refoulement..... | 28 |

| | |
|---|----|
| III.6.Proposition des variantes..... | 31 |
| III.6.1.premiere variante..... | 33 |
| III.6.1.1De la station de pompage projeté vers le réservoir de stockage R ₁₀₀₀ | 33 |
| III.6.2.deuxiemme variante..... | 34 |
| III.6.2.1 Réservoir (1000) vers la station de reprise | 35 |
| III.6.2. 2. Station de pompage vers le réservoir de stockage | 36 |
| III.6.3. troisième variante | 37 |
| III.6.3.1. Réservoir (1000) existant vers la station de pompage n°01 | 37 |
| III.6.3. 2. Station de pompage N°01 vers Station de reprise | 38 |
| III.6.3.3.Station de reprise n°02 vers le réservoir R1000..... | 60 |
| III.7.Interprétation des résultats pour les 3 variantes..... | 61 |
| III.7.2.Interprétation technique | 62 |
| III.7.2.Interprétation économique..... | 63 |
| Conclusion..... | 63 |
| Schéma verticale | 65 |

Chapitre IV : Etude de stockage

| | |
|--|----|
| Introduction..... | 67 |
| IV.1. Le rôle des réservoirs..... | 67 |
| IV.2. Emplacement du réservoir..... | 67 |
| IV.3. Prescriptions sanitaires..... | 68 |
| IV.4. Classification des réservoirs..... | 68 |
| IV.5. Choix du réservoir..... | 69 |
| IV.6. Equipements du réservoir | 69 |
| IV.6.1. Conduite d'arrivée ou d'alimentation..... | 69 |
| IV.6.2. Conduite de départ ou distribution..... | 70 |
| IV.6.3. Conduite de trop-plein..... | 71 |
| IV.6.4. Conduite de vidange..... | 71 |
| IV.6.5. Conduite by-pass..... | 71 |
| IV.7.Traversée des conduites dans les parois du réservoir..... | 74 |
| IV.8. Détermination du volume des réservoirs d'alimentation..... | 74 |
| IV.8.1. La méthode analytique..... | 75 |
| IV.8.2. Méthode graphique..... | 75 |
| IV.9.Réservoir de stockage de HAZER..... | 75 |
| IV.10.Dimensionnement de la bache de reprises de la station de pompage | 76 |
| IV.11. Hygiène et sécurité des réservoirs..... | 76 |
| Conclusion..... | 77 |

Chapitre V : Etude de pompage

| | |
|--|----|
| Introduction..... | 57 |
| V.1. Définition | 57 |
| V.2. Type de pompe..... | 57 |
| V.2.1. Les pompes centrifuges | 57 |
| V.3. Disposition et installation d'une pompe centrifuge..... | 58 |
| V.3.1. Pompe installée en charge..... | 58 |
| V.3.2. Pompe installée en aspiration..... | 58 |
| V.4.Choix du type de pompe | 59 |
| V.5.Couplage des pompes..... | 59 |
| V.6.Choix du nombre de pompes | 59 |

| | |
|---|----|
| V.7. Couplage des pompes..... | 59 |
| V.7.1. Couplage en parallèle..... | 60 |
| V.7.2. Couplage en série..... | 60 |
| V.8. Courbes caractéristiques des pompes..... | 60 |
| V.9. Courbe caractéristique d'une conduite de refoulement | 60 |
| V.10. Points de fonctionnement des pompes | 61 |
| V.11. Les modes de réglage pour un régime de fonctionnement | 61 |
| V.11.1. Débit disponible > Débit appelé..... | 61 |
| V.11.2. Débit disponible < Débit appelé..... | 63 |
| V.12. Etude de la cavitation..... | 63 |
| V.13. Calage de la pompe..... | 64 |
| V.14. Choix du moteur électrique | 64 |
| V.14.1. Critères de choix du moteur électrique | 64 |
| V.14.2. Vitesse de rotation du moteur | 64 |
| V.14.3. Puissance fournie par le moteur | 65 |
| V.15. choix deux pompes pour les deux Stations de pompages..... | 65 |
| V.15.1. Station de pompage N°01..... | 65 |
| V.15.1.1 Description de la pompe | 66 |
| V.15.1.2 Courbe caractéristique de la conduite | 69 |
| V.15.1.3 Caractéristiques du moteur électrique de SP1 | 70 |
| V.15.1.4 Dimensionnement des équipements des pompes | 70 |
| V.15.1.5. Calage de la pompe | 70 |
| V.15.1.6 Equipements en amont..... | 71 |
| V.15.2. Station de pompage N°02..... | 71 |
| V.15.2.1. Description de la pompe | 72 |
| V.15.2.2. Courbe caractéristique de la conduite | 75 |
| V.15.2.3 Caractéristiques du moteur électrique de SP2..... | 76 |
| V.15.2.4. Dimensionnement des équipements des pompes..... | 76 |
| V.15.2.5. Calage de la pompe | 76 |
| V.15.2.6 Equipements en amont..... | 77 |
| V.16. Génie civil de la station de pompage..... | 78 |
| V. 16.1. Hauteur du bâtiment | 78 |
| V. 16.2. Longueur du bâtiment | 78 |
| V. 16.3. Largeur du bâtiment..... | 79 |
| V. 16.4. Dimensions des portes:..... | 79 |
| V. 16.5. Dimensionnement du pont roulant | 79 |
| V.17. Equipements auxiliaire | 79 |
| Conclusion..... | 80 |

Chapitre VI : Protection des conduites

| | |
|---|----|
| Introduction..... | 82 |
| VI.1. Les causes de coup de Bélier | 82 |
| VI.2. Les risques dus aux coup de Bélier | 82 |
| VI.3. Les conséquences du coup de bélier..... | 82 |
| VI.4. Analyse physique du phénomène du coup de bélier | 83 |
| VI.5. Le calcul du coup de bélier | 84 |
| VI.5.1 Protection de la conduite roucoulement contre le coup de bélier..... | 84 |

| | |
|--|----|
| VI.5.2 Principe de fonctionnement du réservoir d'air..... | 85 |
| VI.6. Calcul des réservoirs d'air | 86 |
| VI.6.1. Dimensionnement des réservoirs d'air par la méthode de VIBERT..... | 86 |

Chapitre VII : Organisation de chantier

| | |
|--|-----|
| Introduction..... | 91 |
| VII.1 Travaux de l'adduction..... | 91 |
| VII.1.1. Implantation du tracé des tranchées sur le terrain..... | 91 |
| VII.1.2. Nivellement de la plate-forme de pose..... | 91 |
| VII.1.3. Excavation des tranchées..... | 91 |
| VII.1.4. Pose de la canalisation..... | 93 |
| VII.1.5. Remblaiement des tranchées..... | 94 |
| VII.1.6 Calcul du temps d'exécution..... | 94 |
| VII.1.7 Détermination du volume des travaux de l'adduction | 95 |
| VII.2. Travaux de la station de Pompage..... | 96 |
| VII.2.1 Détermination de la capacité du godet: | 97 |
| VII.2.2 Calcul des volumes des travaux | 97 |
| VII.3. Travaux concernant le réservoir..... | 99 |
| VII.4.Choix des engins de terrassement..... | 101 |
| VII.4.1.Pelle hydraulique..... | 101 |
| VII.4.2.Dozer..... | 102 |
| VII.4.3.Chargeur..... | 102 |
| V.5. Accessoires | 102 |
| VII.5.1. Robinets vannes..... | 103 |
| VII.5.2. Clapets anti retour..... | 103 |
| VII.5.3. Ventouses | 104 |
| VII.6.Devis estimé pour la réalisation du projet..... | 106 |
| VII.7.Définitions des tâches et leurs durées..... | 107 |
| VII.8.Protection et sécurité du travail..... | 108 |
| VII.8.1. Causes des accidents de travail dans un chantier hydraulique..... | 108 |
| VII.8.1.1.Facteurs humains..... | 108 |
| VII.8.1.2.Facteurs matériels..... | 108 |
| VII.8.2.Liste des conditions dangereuses..... | 108 |
| VII.8.3.Liste des actions dangereuses..... | 109 |
| VII.8.4.Mesures préventives pour éviter les causes des accidents..... | 109 |
| VII.8.4.1.Protection individuelle..... | 109 |
| VII.8.4.2.Autre protections..... | 110 |
| VII.8.4.3.Protection collective..... | 110 |
| Conclusion générale | 111 |
| Annexes..... | 112 |

LISTE DES TABLEAUX

Chapitre I

| | |
|--|---|
| Tableau I.1 pluviométrie moyenne mensuelle interannuelle en (mm) de (1995-2009)..... | 2 |
| Tableau I.2 : Températures moyennes mensuelles interannuelles en (°C) de (1995-2009)..... | 7 |
| Tableau I.3 :Tableau de recensement 2008..... | 7 |

Chapitre II

| | |
|---|----|
| Tableau II.14. Calcul des consommations maximale et minimale | |
| Tableau II.2. Détermination des besoins domestique..... | 14 |
| Tableau II.3. Détermination des besoins scolaires..... | 15 |
| Tableau II.3. Détermination des besoins scolaires..... | 15 |
| Tableau II.4. Détermination des besoins sanitaires..... | 15 |
| Tableau II.5. Détermination des besoins socioculturels..... | 15 |
| Tableau II.6. Détermination des besoins commerciaux..... | 15 |
| Tableau II.7. Détermination des besoins administratifs..... | 16 |
| Tableau II.8. Récapitulation de la consommation en eau moyenne totale..... | 17 |
| Tableau II.9. Les besoins en eau maximale et minimale journalière de la ville..... | 18 |
| Tableau II.10: Variation du coefficient β_{\max} en fonction du nombre d'habitant..... | 18 |
| Tableau II.11: Variation du coefficient β_{\min} en fonction du nombre d'habitant..... | 19 |
| Tableau II.12: Répartition horaire du débit maximum journalier..... | 20 |
| Tableau II.13: Variation du débit horaire pour la commune de Haizer..... | 21 |
| Tableau II.14. Calcul des consommations maximale et minimale..... | 22 |

Chapitre III

| | |
|---|----|
| Tableau III.1 : Coefficients K' , m , β pour différents types du tuyau | 28 |
| Tableau III.2 : Variation journalière des tarifs de l'énergie..... | 30 |
| Tableau III.3. Calcul HMT du tronçon (SP- R)..... | 33 |
| Tableau III.4. Frais d'investissement tronçon (SP- R)..... | 33 |
| Tableau III.5. Frais d'exploitation tronçon (SP- R_{1000})..... | 33 |
| Tableau III.6. Bilan de tronçon (SP- R_{1000})..... | 33 |
| Tableau III.7. caractéristiques de tronçon (ST- SR)..... | 35 |
| Tableau III.8. Calcul HMT du tronçon (SP- R_{1000})..... | 35 |
| Tableau III.9. Frais d'investissement tronçon (SP- R)..... | 36 |
| Tableau III.10. Frais d'exploitation tronçon (SP- R)..... | 36 |
| Tableau III.11. Bilan de tronçon (SP- R_{1000})..... | 36 |
| Tableau III.12. caractéristiques de tronçon (ST- SR)..... | 38 |
| Tableau III.13. Calcul HMT du tronçon (SP1- SP2)..... | 38 |
| Tableau III.14. Frais d'investissement tronçon (SP1- SP2)..... | 38 |
| Tableau III.15. Frais d'exploitation tronçon (SP1- SP2)..... | 38 |
| Tableau III.16. Bilan de tronçon (SP1-SP2)..... | 39 |
| Tableau III.17. Calcul HMT du tronçon (SP2- R_{1000})..... | 40 |
| Tableau III.18. Frais d'investissement tronçon (SP2- R_{1000})..... | 40 |
| Tableau III.19. Frais d'exploitation tronçon (SP2- R_{1000})..... | 40 |
| Tableau III.20. Bilan de tronçon (SP2- R_{1000})..... | 40 |
| Tableau III.21: Comparaison technique entre les variantes retenues..... | 41 |
| Tableau III.22: Comparaison économique entre les variantes retenues..... | 41 |

Chapitre V

| | |
|--|----|
| Tableau IV.1. Evaluation du volume résiduel du réservoir de Haizer..... | 53 |
|--|----|

| | |
|---|----|
| Tableau IV.2. Tableau donnant les dimensions des bâches de reprise | 55 |
| Tableau V.3 : Les caractéristiques des station de pompage N°1 | 64 |
| Tableau V.4. Courbe caractéristique de la conduite de refoulement..... | 68 |
| Tableau V.5: Caractéristiques des pompes de da la station (SP2)..... | 72 |
| Tableau V.6. Courbe caractéristique de la conduite de refoulement..... | 75 |
| Tableau V.7 : Récapitulation des dimensions du bâtiment de la station..... | 79 |

Chapitre VI

| | |
|--|----|
| Tableau VI.1: Les caractéristiques des différents tronçons de l'adduction de refoulement...88 | 88 |
| Tableau VI.2: Calcul de célérité d'onde des différents | 89 |
| Tableau VI.3: Calcul de volume des différents réservoirs. | 89 |
| Tableau VI.4: Les dimensions de réservoir d'air | 89 |

Chapitre VII

| | |
|---|-----|
| Tableau VII.1 : Coefficient du talus en fonction de la nature du sol..... | 92 |
| Tableau VII.2: Capacité du godet en fonction du volume de terrassement..... | 92 |
| Tableau VII.3 : Détermination des différents volumes des travaux de l'adduction | 96 |
| Tableau VII.4 : Les dimensions de la station de pompage | 96 |
| Tableau VII.5: Choix du bulldozer en fonction de la capacité du godet..... | 97 |
| Tableau VII.6: Calcul volume de décapage et son temps d'exécution pour la SP..... | 97 |
| Tableau VII.7: Devis estimé pour le projet..... | 106 |
| Tableau VII.8 : Temps de réalisation des opérations de l'adduction..... | 107 |
| Tableau VII.9. : Temps de réalisation des opérations de la station de pompage..... | 107 |
| Tableau VII.10 : tâches qui précèdent et qui succèdent chaque opération de réservoir et la SP..... | 107 |

LISTE DES FIGURES

Chapitre I

| | |
|--|----|
| Figure I.2: zoom de Plan de situation de commune concernées par le projet..... | 1 |
| Figure I.2: Plan de situation zoomé de de commune concernées par le projet..... | 2 |
| Figure I.3: Diagramme climatique de la commune de Haizer (Bouira)..... | 2 |
| Figure I.4: Plan d'emplacement d'adduction par apport station de traitement | 9 |
| Figure I.5 : AEP de Haizer et ses localités..... | 10 |

Chapitre II

| | |
|--|----|
| Figure II.1: Diagramme dévolution de la population de la commune de Haizer (Bouira) ... | 13 |
| Figure II.2 : Répartition des débits horaires de la commune de Haizer | 22 |
| Figure II.3: Courbe intégrale de la consommation horaire de la commune de haizer..... | 22 |

Chapitre III

| | |
|---|----|
| Figure III.1. Tracé de la variante N°01 | 32 |
| Figure III.2. Tracé de la variante N°02..... | 32 |
| Figure III.3. Tracé de la variante N°03..... | 33 |
| Figure III.4: Bilan total du tronçon SP-R ₁₀₀₀ | 34 |
| Figure III.5: Bilan total du tronçon SP-R ₁₀₀₀ | 37 |
| Figure III.6: Bilan total du tronçon SP1- SP2..... | 39 |
| Figure III.7: Bilan total du tronçon SP2-R ₁₀₀₀ | 41 |

Chapitre IV

| | |
|--|----|
| Figure IV.01 : Arrivée par surverse (Chute libre)..... | 48 |
| Figure IV.02 : Arrivée par sur verse (Noyée)..... | 48 |
| Figure IV.03 : Arrivée par-dessous (Par le fond)..... | 48 |
| Figure IV.04 : Arrivée par-dessous (Par le bas)..... | 48 |
| Figure IV.5. Conduite de départ..... | 49 |
| Figure IV.06: Conduite de vidange et de trop plein..... | 50 |
| Figure IV.7 : conduite by-pass..... | 50 |
| Figure IV.8: Equipements des réservoirs..... | 51 |
| Figure IV.10. Traversée des conduites (Gaine en fonte)..... | 52 |

Chapitre IV

| | |
|---|----|
| Figure V.1: Schéma d'une pompe centrifuge installée en charge..... | 58 |
| Figure V.2: Schéma d'une pompe centrifuge installée en aspiration..... | 59 |
| Figure V.3 : Schéma et dimensions de la pompe PM 150 / 2B..... | 67 |
| Figure V.4: Courbes caractéristiques de la pompe(SP1) de type PM 150/2B..... | 68 |
| Figure V.5. point de fonctionnement de pompe..... | 69 |
| Figure V.6. Équipement en amont | 71 |
| Figure V.7: Schéma et dimensions de la pompe PM 150 /4B..... | 73 |
| Figure V.8: Courbes caractéristiques de la pompe(SP2) de type PM 150/4B..... | 74 |
| Figure V.9. point de fonctionnement de pompe de SP2..... | 75 |
| Figure V.10. Équipement en amont..... | 77 |

Chapitre IV

| | |
|--|----|
| Figure VI.1 : Schéma des quatre phases du coup de bélier..... | 84 |
| Figure VI.2 : Réservoir d'air (anti-bélier)..... | 85 |

Chapitre VII

| | |
|---|-----|
| Figure VII.1 : Pelle hydraulique..... | 101 |
| Figure VII.2 : Dozer..... | 102 |
| Figure VII.3 : Chargeur..... | 102 |
| Figure VII.4 : Robinet vanne à opercule | 103 |
| Figure VII.5 : Robinets vanne papillon..... | 103 |
| Figure VII.6 : Clapet anti-retour | 104 |
| Figure VII.7 : Ventouse | 105 |
| Figure VII.8 Réseaux à nœuds pour l'adduction..... | 106 |
| Figure VII.9 : Réseaux à nœuds (méthode CPM) du réservoir et de la SP..... | 108 |
| Figure VII.10 : équipements de la protection individuelle..... | 110 |

LISTE DES PLANCHES

- Planche N° 1.** Plan Topographique (partie 01)
- Planche N° 2.** Plan Topographique (partie 02)
- Planche N° 3.** Profil en long de l'adduction (réservoir 1000 m³-SP1)
- Planche N° 4.** Profil en long de l'adduction (SP2 -réservoir 1000 m³)
- Planche N° 5.** Plan de réservoir 1000m³
- Planche N° 6.** Plan de station de pompage

LISTE DES FIGURES

Chapitre I

| | |
|--|----|
| Figure I.2: zoom de Plan de situation de commune concernées par le projet..... | 1 |
| Figure I.2: Plan de situation zoomé de de commune concernées par le projet..... | 2 |
| Figure I.3: Diagramme climatique de la commune de _Haizer (Bouira)..... | 2 |
| Figure I.4: Plan d'emplacement d'adduction par apport station de traitement | 9 |
| Figure I.5 : AEP de Haizer et ses localités..... | 10 |

Chapitre II

| | |
|---|----|
| Figure II.1: Diagramme dévolution de la population de la commune de _Haizer (Bouira) ... | 13 |
| Figure II.2 : Répartition des débits horaires de la commune de Haizer | 22 |
| Figure II.3: Courbe intégrale de la consommation horaire de la commune de haizer..... | 22 |

Chapitre III

| | |
|---|----|
| Figure III.1. Tracé de la variante N°01..... | 32 |
| Figure III.2. Tracé de la variante N°02..... | 32 |
| Figure III.3. Tracé de la variante N°03..... | 33 |
| Figure III.4: Bilan total du tronçon SP-R₁₀₀₀ | 34 |
| Figure III.5: Bilan total du tronçon SP-R₁₀₀₀ | 37 |
| Figure III.6: Bilan total du tronçon SP1- SP2 | 39 |
| Figure III.7: Bilan total du tronçon SP2-R₁₀₀₀ | 41 |

Chapitre IV

| | |
|--|----|
| Figure IV.01 : Arrivée par surverse (Chute libre)..... | 48 |
| Figure IV.02 : Arrivée par sur verse (Noyée)..... | 48 |
| Figure IV.03 : Arrivée par-dessous (Par le fond)..... | 48 |
| Figure IV.04 : Arrivée par-dessous (Par le bas)..... | 48 |
| Figure IV.5. Conduite de départ..... | 49 |
| Figure IV.06: Conduite de vidange et de trop plein..... | 50 |
| Figure IV.7 : conduite by-pass..... | 50 |
| Figure IV.8: Equipements des réservoirs..... | 51 |
| Figure IV.10. Traversée des conduites (Gaine en fonte)..... | 52 |

Chapitre IV

| | |
|---|----|
| Figure V.1: Schéma d'une pompe centrifuge installée en charge..... | 58 |
| Figure V.2: Schéma d'une pompe centrifuge installée en aspiration..... | 59 |
| Figure V.3 : Schéma et dimensions de la pompe PM 150 / 2B..... | 67 |
| Figure V.4: Courbes caractéristiques de la pompe(SP1) de type PM 150/2B..... | 68 |
| Figure V.5. point de fonctionnement de pompe..... | 69 |
| Figure V.6. Équipement en amont | 71 |
| Figure V.7: Schéma et dimensions de la pompe PM 150 /4B..... | 73 |
| Figure V.8: Courbes caractéristiques de la pompe(SP2) de type PM 150/4B..... | 74 |
| Figure V.9. point de fonctionnement de pompe de SP2..... | 75 |
| Figure V.10. Équipement en amont..... | 77 |

Chapitre IV

| | |
|--|----|
| Figure VI.1 : Schéma des quatre phases du coup de bélier..... | 84 |
|--|----|

| | |
|---|-----------|
| Figure VI.2 : Réservoir d'air (anti-bélier)..... | 85 |
|---|-----------|

Chapitre VII

| | |
|---|------------|
| Figure VII.1 : Pelle hydraulique..... | 101 |
| Figure VII.2 : Dozer..... | 102 |
| Figure VII.3 : Chargeur..... | 102 |
| Figure VII.4 : Robinet vanne à opercule | 103 |
| Figure VII.5 : Robinets vanne papillon..... | 103 |
| Figure VII.6 : Clapet anti-retour | 104 |
| Figure VII.7 : Ventouse | 105 |
| Figure VII.8 Réseaux à nœuds pour l'adduction..... | 106 |
| Figure VII.9 : Réseaux à nœuds (méthode CPM) du réservoir et de la SP..... | 108 |
| Figure VII.10 : équipements de la protection individuelle..... | 110 |

LISTE DES PLANCHES

Planche N° 1. Plan Topographique (partie 01)

Planche N° 2. Plan Topographique (partie 02)

Planche N° 3. Profil en long de l'adduction (réservoir 1000 m³-SP1)

Planche N° 4. Profil en long de l'adduction (SP2 -réservoir 1000 m³)

Planche N° 5. Plan de réservoir 1000m³

Planche N° 6. Plan de station de pompage

INTRODUCTION GENERALE

INTRODUCTION GENERALE

En tant qu'élément de base indispensable à la vie, l'eau demeure dans son devenir et ses effets, un sujet de questionnement de première importance. Cette ressource vitale devient de plus en plus rare dans le monde entier. En effet, son inégale répartition, la croissance démographique, aux quelles s'ajoutent l'effet de pollution des ressources en eau et les graves sécheresses ont rendu le problème d'eau très crucial ces dernières décennies. Plusieurs pays se sont lancés dès lors à la recherche de nouvelles sources innovatrices, pour pallier à cette menace.

Le barrage de Tilesdit a permis à la Wilaya de Bouira, de consolider son système d'approvisionnement en eau potable. En effet, suite au transfert (Barrage de Tilesdit - Est de la wilaya de Bouira) tant attendu par les citoyens, l'ANBT (Agence Nationale des Barrages et transfert) a lancée un autre transfert à savoir l'alimentation en eau potable du flan nord de la wilaya à partir du barrage de Tilesdit.

Vu l'importance du projet, ce mémoire de fin d'étude n'abordera qu'une partie du transfert à savoir l'adduction (réservoir d'arrivé alimenté par la station de traitement du barrage de Tilesdit – Réservoir projeté de Haizer) et se compose de sept chapitres, tous d'une importance majeure, qu'on essayera de développer au maximum.

- 1-présentation globale de la zone d'étude.
- 2-Estimation des besoins en eau.
- 3-Etude de la conduite d'adduction.
- 4-Etude des réservoirs.
- 5- Pompes et stations de pompage.
- 6- Etude du coup de bélier.
- 7- Organisation de chantier, et protection et sécurité du travail.

Introduction

L'objectif de ce chapitre est de connaître la situation de la ville de Haizer du point de vue géographique, topographique, géotechnique, climatique et cela nous permettra de mener à bien notre travail.

I.1. Situation géographique :

Haizer se situe au nord- Est centre de la wilaya de Bouira précisément dans la partie sud du Djurdjura et à 09 Km de son chef-lieu de la wilaya (Bouira).

Elle constitue par cette position géographique, une zone tampon entre le chef-lieu de la wilaya et la station touristique hivernale (tikdjda).

Ses limites sont essentiellement :

- Au nord : montagnes de Haizer (parc national et commune de Taghzout) ;
- A l'ouest : Forêts de Bouira ;
- Au Sud : commune de Bouira et l'Asnam ;
- A l'est : EL Asnam et forêts d'Azerou.

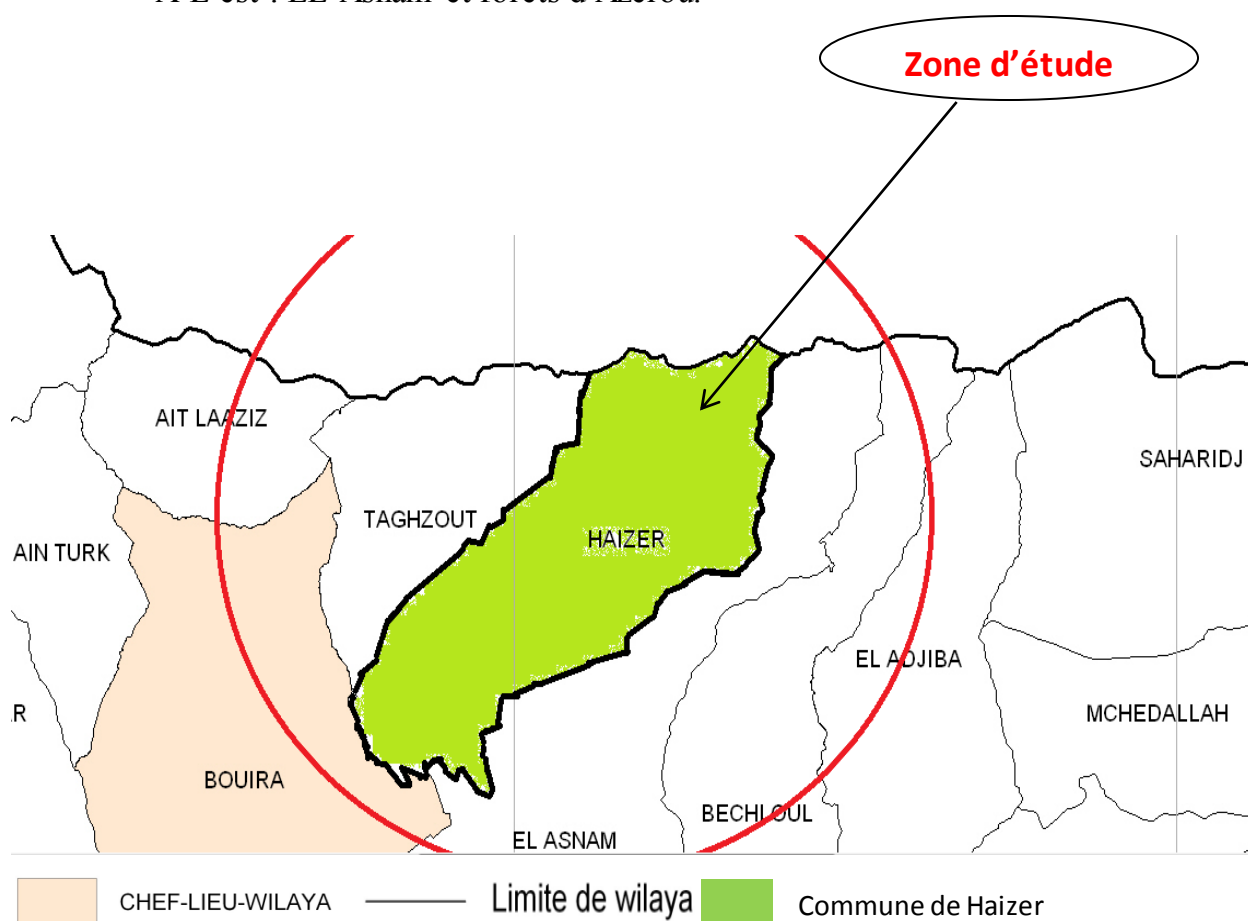


Figure I.2: extrait de la carte situation géographique de la wilaya de Bouira

I.2. Situation géologique :

Le terrain traversé, présente un relief variable avec des courbes ascendantes et descendantes répétées. Le caractère hétérogène des formations géologiques de celui-ci, ne présente aucune difficulté majeure pouvant empêcher le bon déroulement des travaux d'exécution.

I.3. Situation topographique

La commune de Haizer est formée, d'une zone de montagne au Nord et d'une zone de plateau au sud.

- **Zone montagneuse** : au Nord est formée par une ligne de crête culminant à 2164m au djebel Tachgalt ou s'intercalent des cols de Tizi cherrad. puis des escarpements abrupts tombent brusquement à 1328m puis 1000m. Les altitudes baissent jusqu'à 600m et forme une assise caillouteuse c'est là que se trouve le plus grand nombre de hameaux.

- **La zone de plateau** : c'est un vaste plateau rougeâtre large en sa partie Ouest, et qui va en s'effilant vers la partie Est. La topographie est plane et affectée par de mines chaàbats.

I.4. Situation climatologique

a- Situation climatique :

Le climat dans la commune de HAIZER à une tendance continentale, car la chaîne du Djurdjura et le massif kabyle amortissent l'influence de la méditerranée.

Il est caractérisé par :

- Une saison chaude sèche et prolongée, allant de mai à Octobre ;
- Une saison froide et pluviale durant le reste de l'année.

Les données climatiques sont fournies par la station météorologique d'Ain Bessem.

Code : 1506

X : 36°-17' N

Y : 03°-40' E

Z : 748 m

b-Pluviométrie :

Tableau I-1 - pluviométrie moyenne mensuelle interannuelle en (mm) de (1995-2009)

| Mois Années | Mois | | | | | | | | | | | | Total |
|--------------------------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| | Sept. | Oct. | Nov. | Déc. | Janv. | Févr. | Mars. | Avr. | Mai. | Juin. | Juil. | Août | |
| 1995 | 07,5 | 29,9 | 13,7 | 20,9 | 153,5 | 28,0 | 90,9 | 15,9 | 01,6 | 29,5 | 13,6 | 22,1 | 427,1 |
| 1996 | 34,3 | 13,5 | 22,6 | 42,4 | 63,8 | 122,3 | 33,6 | 72,3 | 46,4 | 17,5 | 15,7 | 09,3 | 493,7 |
| 1997 | 34,4 | 73,2 | 103,4 | 55,8 | 40,0 | 09,0 | 16,0 | 80,2 | 23,6 | 01,8 | 1,2 | 21,9 | 460,5 |
| 1998 | 46,7 | 40,1 | 91,1 | 35,6 | 09,4 | 54,2 | 28,6 | 49,5 | 136,4 | 04,5 | 2,7 | 04,1 | 502,9 |
| 1999 | 65,2 | 21,5 | 33,4 | 123,3 | 69,5 | 36,2 | 66,7 | 03,3 | 24,3 | 01,8 | 0,8 | 05,4 | 451,4 |
| 2000 | 14,7 | 79,9 | 38,4 | 52,4 | 05,1 | 02,0 | 17 | 27,0 | 38,3 | 00,1 | 0,2 | 05,7 | 280,8 |
| 2001 | 37,3 | 03,1 | 08,2 | 19,3 | 150,3 | 44,2 | 02,8 | 50,5 | 17,9 | 02,9 | 0,1 | 04,4 | 341 |
| 2002 | 12,2 | 18,4 | 124,2 | 129,0 | 25,6 | 29,1 | 24,0 | 15,9 | 17,7 | 02,7 | 02,2 | 55,7 | 456,7 |
| 2003 | 59,4 | 107,2 | 44,1 | 116,6 | 175,9 | 79,3 | 08,1 | 105,9 | 14,4 | 08,4 | 03,7 | 07,1 | 730,1 |
| 2004 | 20,3 | 31,6 | 54,3 | 107,3 | 64,5 | 14,2 | 52,5 | 50,9 | 90,9 | 02,1 | 00,1 | 15,9 | 504,6 |
| 2005 | 15,3 | 67,2 | 38,8 | 74,0 | 59,0 | 90,2 | 23,8 | 22,1 | 01,9 | 06,9 | 00,1 | 04,8 | 404,1 |
| 2006 | 39,6 | 01,6 | 45,1 | 80,9 | 60,6 | 61,8 | 23,0 | 35,4 | 46,0 | 12,6 | 09,6 | 03,3 | 419,5 |
| 2007 | 60,4 | 63,7 | 85,9 | 38,0 | 05,7 | 38,5 | 183,4 | 84,3 | 29,8 | 19,7 | 06,2 | 16,5 | 632,1 |
| 2008 | 41,2 | 49,7 | 60,6 | 51,9 | 06,5 | 32,5 | 57,8 | 37,9 | 67,8 | 24,1 | 00,1 | 00,3 | 430,4 |
| 2009 | 67,4 | 11,9 | 73,6 | 60,7 | 96,9 | 22,2 | 57,9 | 90,1 | 34,4 | 01,2 | 00,5 | 08,7 | 525,5 |
| Moy Interannuelle | 39,71 | 43,75 | 59,81 | 72,01 | 70,45 | 47,41 | 49,01 | 52,94 | 42,24 | 9,7 | 4,06 | 13,23 | 42,03 |

Source :O.N.M d'Ain Bessem.

Les précipitations se présentent surtout sous forme d'averses avec une moyenne interannuelle de 42 ,03 mm ; Le maximum est enregistré au mois de décembre (72,01 mm), et le minimum en Juillet (4,06 mm).

c- Les Températures :

Tableau I-2 - Températures moyennes mensuelles interannuelles en (°C) de (1995-2009)

| Mois | | | | | | | | | | | | | |
|--------------------------|-------|-------|-------|------|-------|------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|--------|
| Années | Sept. | Fév. | Mars | Avr. | Janv. | Fév. | Mars | Avr. | Mai. | Juin. | Juil. | Aout. | Total |
| 1995 | 21,4 | 19 | 13,7 | 11,3 | 7,5 | 11,6 | 11 | 13,2 | 21,1 | 23,6 | 28,4 | 26,9 | 208,7 |
| 1996 | 20,7 | 16,5 | 13,9 | 10,4 | 10,4 | 7,2 | 11,3 | 13,7 | 17,7 | 22,4 | 27,1 | 26,7 | 198 |
| 1997 | 23 | 18,6 | 12,5 | 9,6 | 9,3 | 10,6 | 12 | 15,1 | 21,3 | 26,3 | 27,6 | 27,1 | 213 |
| 1998 | 21,1 | 16,5 | 12,5 | 8,4 | 8,9 | 10,7 | 8,1 | 15,3 | 17 | 26,4 | 29,4 | 27,6 | 201,9 |
| 1999 | 24,4 | 21,3 | 11,2 | 8,6 | 8,8 | 6,9 | 11,6 | 15,4 | 23,3 | 25,7 | 28 | 30,8 | 216 |
| 2000 | 24,4 | 16,5 | 13,3 | 11,2 | 7,1 | 11,2 | 13,8 | 16,4 | 22 | 25,6 | 29,6 | 29,9 | 221 |
| 2001 | 23,8 | 21,4 | 11,3 | 7,6 | 8,8 | 8,9 | 16,1 | 15 | 18,4 | 27 | 29,4 | 29,5 | 217,2 |
| 2002 | 21,2 | 18,9 | 12,4 | 10 | 8,2 | 10 | 12,3 | 14 | 19 | 25,8 | 25,7 | 24,3 | 201,8 |
| 2003 | 21,6 | 14,8 | 12,5 | 7,7 | 7 | 6,3 | 11,4 | 13,9 | 17,3 | 26,5 | 29,5 | 28,2 | 196,7 |
| 2004 | 23,3 | 20,7 | 10,3 | 7,9 | 8,2 | 6,8 | 11,1 | 12,7 | 14,1 | 23,1 | 27 | 27,8 | 193 |
| 2005 | 21,1 | 18 | 11,2 | 7,5 | 5,1 | 4,4 | 11,2 | 13,7 | 20,9 | 24,4 | 27,9 | 25,3 | 190,7 |
| 2006 | 21,6 | 20,8 | 13,6 | 8,6 | 5,6 | 6,9 | 12 | 16,5 | 20,7 | 24,6 | 27,5 | 24,8 | 203,2 |
| 2007 | 21,6 | 16,6 | 10,1 | 7,3 | 9,2 | 10 | 9,4 | 12,7 | 17,5 | 22,8 | 27,1 | 26,3 | 190,6 |
| 2008 | 22,2 | 16,8 | 9,9 | 7,1 | 8,2 | 9,3 | 10,3 | 14,1 | 17,2 | 21,7 | 27,4 | 26,8 | 191 |
| 2009 | 19,9 | 16,9 | 13,4 | 10 | 7,1 | 6,8 | 10,4 | 10,7 | 19,1 | 24,4 | 29,2 | 26,2 | 194,1 |
| Moy interannuelle | 25,21 | 19,52 | 12,98 | 9,51 | 8,53 | 9,11 | 12,28 | 15,17 | 20,47 | 26,45 | 30,06 | 29,16 | 218,46 |

Source : O.N.M d'Ain Bessem.

Le tableau montre que le mois le plus chaud est le mois d' juillet ou l'on enregistre une température moyenne mensuelle de 30,06 °C.

La température minimale est enregistrée au mois de Janvier avec une moyenne mensuelle de 8,53 °C.

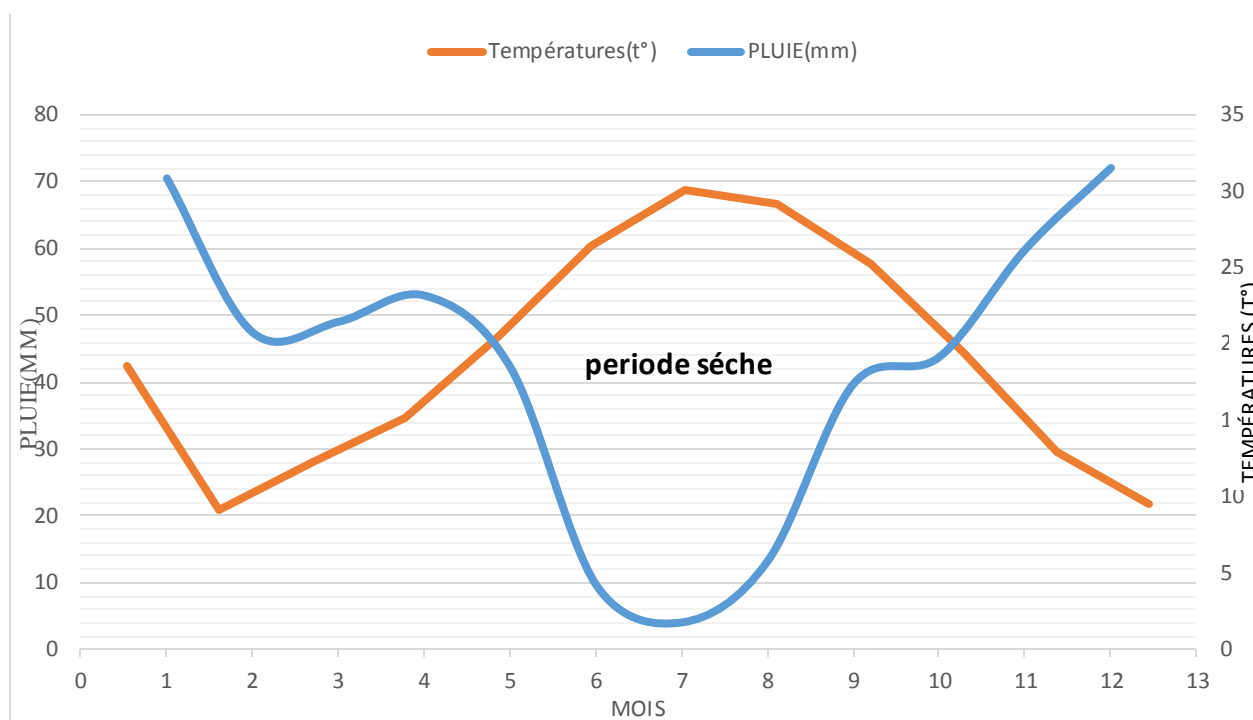


Figure I.3: Diagramme climatique de la commune de Haizer (Bouira)

I.5 Situation urbanistique :

Démographie et population :

Tableau I-3 : Tableau de recensement 2008.

| Localités | Population en 2008 |
|-------------------------------|--------------------|
| Ighouraf (un tiers de haizer) | 1930 |
| Tiftissine | 790 |
| Anzabel | 310 |
| Guentour A | 790 |
| Guentour B | 780 |
| Ighil zogaghen | 600 |
| Tighilt N'sksou | 2655 |
| TOTAL | 7855 |

Source APC de Haizer.

I.4.1.1 Equipements :

La commune Haizer chef-lieu dispose des équipements suivants :

a. Équipement sanitaire :

- Salle de de soins de 4800m²

b. Équipements administratifs :

- sureté : 360m²
- Protection civil : 250m²
- Siégé APC : 1000m²
- siégé Daïra : 3000m²
- Ecole de police : 1000m²
- Subdivision des travaux publics 360 m²

c. Équipements socioculturelle :

- une mosquée : 360m²
- Maison de jeunes : 575m²
- terrain de football : 7800 m²
- Salle de sport et piscine : 5424m²

d. Équipements scolaires :

- 01 lycée (347 élèves)
- 01 CEM (365 élèves)
- 01 primaire (829 élèves)

Le village Tighil N'Sksous dispose des équipements suivants :

e. Équipements scolaires :

- 01 lycée (223 élèves)
- 01 CEM (234 élèves)
- 02 primaires (532 élèves)

I.5. Situation hydraulique :

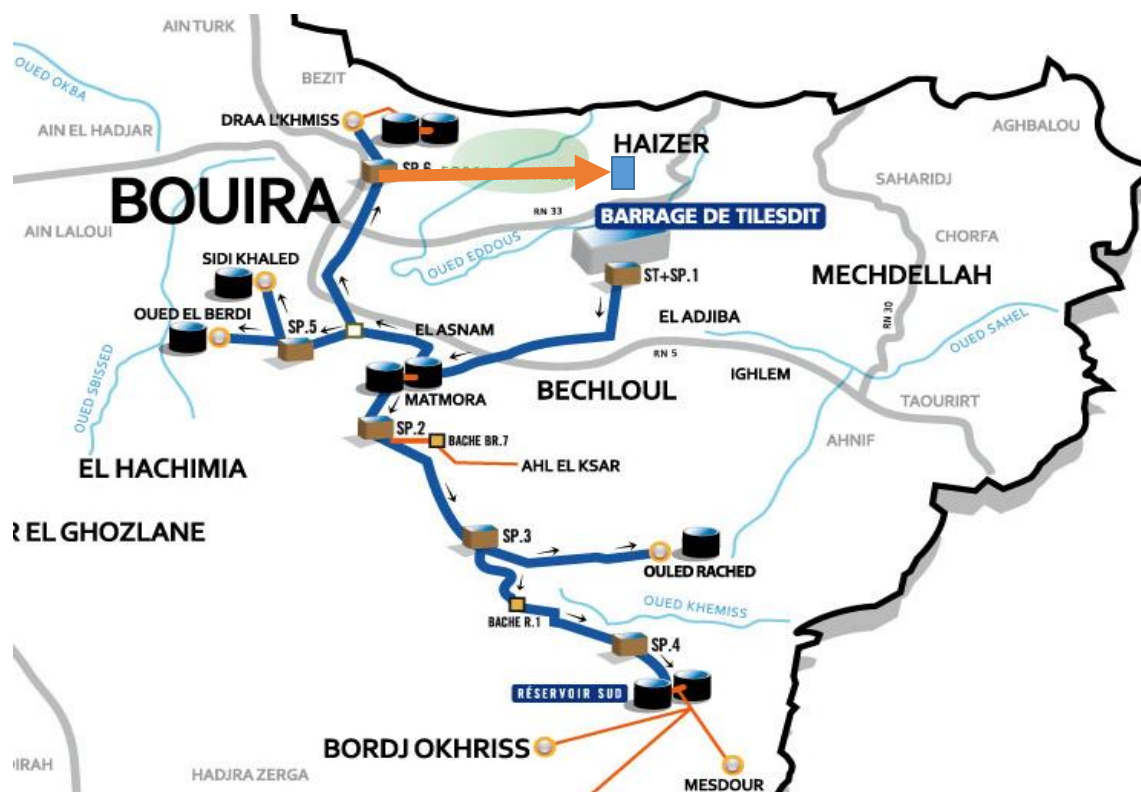


Figure I4: Plan d'emplacement d'adduction par apport station de traitement

Fiche signalétique de la commune de Hazer :

Production : 1 585 m³/ j (Forages et Sources)

Indicateurs d'infrastructures :

* Linéaire des réseaux : 147 Km

- Adduction: 36 Km

- Distribution: 130 Km

* Stockage:

Nombre d'ouvrages (Réservoirs et bache): 17

Capacité de : 3.835m³

- Réservoir 625 m³ existant
- Réservoir 100 m³ existant
- Réservoir 300 m³ existant
- Réservoir 1.000 m³ en cours de réalisation
- Réservoir 300 m³ en cours de réalisation.



Figure I.5 : image satellitaire non traitée de système AEP de Haizer (mars 2018)

Conclusion

A travers ce chapitre nous avons recensé en plus des informations concernant notre ville. Les données nécessaires à l'étude hydraulique du système d'alimentation en eau potable qui sera projeté ces données concernant la conduite d'adduction vu l'insuffisance des ressources actuelles.

Chapitre II

Estimation des besoins en eau potable

INTRODUCTION

Le calcul des besoins en eau d'alimentation pour une agglomération 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 socio-économique qui procèdent à la fois de :

- La volonté politique des pouvoirs publics qui fixent pour chaque période de planification les objectifs qualitatifs et quantitatifs du secteur de l'alimentation en eau potable.
- des ressources en eau susceptibles d'être mobilisés pour satisfaire les besoins en eau domestiques (qualité et quantité) ...etc.

L'aspect quantitatif des besoins en eau potable nous permettra d'évaluer les volumes d'eau nécessaire pour l'alimentation de toute la commune. Ainsi que la répartition des débits qui nous conduira au dimensionnement de tous les ouvrages d'écoulements d'adductions (conduites) et d'accumulations (réservoirs).

II.1. Situation démographique et son évolution :

D'après les dernières données de recensement général de la Direction de la Population et l'aménagement du Territoire (DPAT), la population de la commune de HAIZER est de 7855 **habitants** en 2008. Avec un taux d'accroissement de 2 % répartis sur les villages que comporte la commune.

II.2. Evaluation de la population :

D'ici, nous pouvons avoir une idée approchée sur la population future par l'application de la relation suivante :

$$P_n = P_0 (1 + T)^n$$

Avec :

P_n : La population à l'horizon de calcul.

P₀ : La population de l'année de référence.(7855)

T : Taux d'accroissement naturel de la population en %.

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

$$P_{2018}=7855(1+0.02)^{10}$$

$$=9575 \text{ hab.}$$

En 2018 la population de la commune DE HAIZER a été estimée à **9575 Habitants**, les préventions seront établies pour l'horizon 2048.

Le résultat de calcul de l'évolution de la population à différents horizons est donné dans le tableau II.1.

Tableau II.1: Evolution de la population à différents horizons

| Communes | Population en 2008 | Population en 2018 | Population en 2030 | Population en 2048 |
|---------------|--------------------|--------------------|--------------------|--------------------|
| Haizer | 7855 | 9575 | 12143 | 17344 |

À l'horizon 2048, le nombre d'habitants des communes concernées par le projet sera de **17344 habitants**.

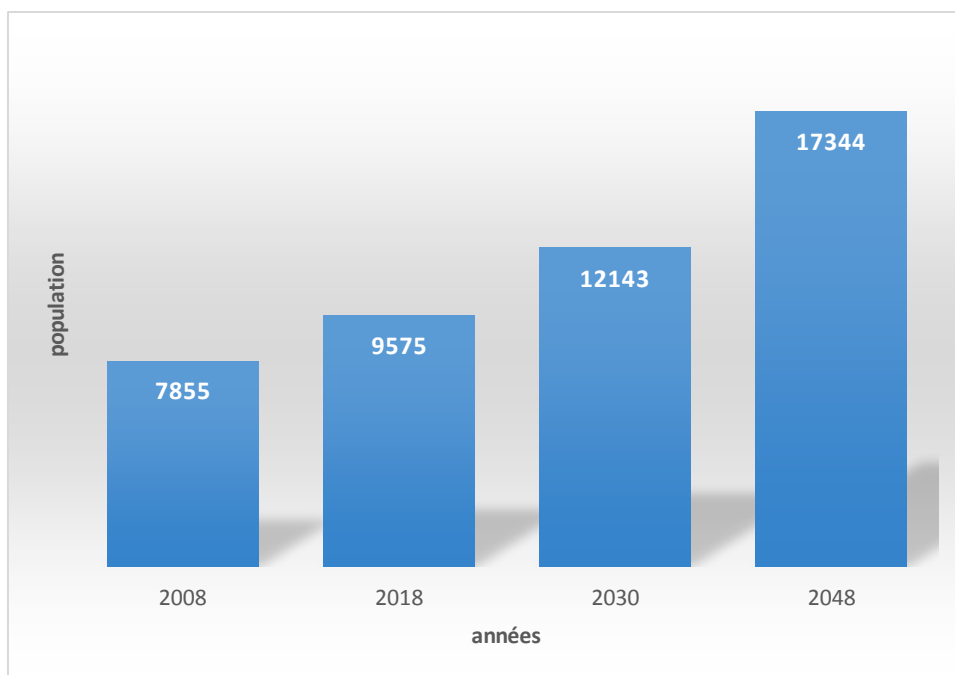


Figure II.1: Diagramme dévolution de la population de la commune de Haizer (Bouira)

II.3. Evolution des besoins en eau potable

II.3.1. Généralités

La quantité d'eau potable à garantir est fonction des différents besoins suivants :

a) Besoins domestique :

On entend par besoins domestiques, l'utilisation de l'eau pour : la boisson, la préparation des repas, la propreté, le lavage de la vaisselle et du linge, les douches, l'arrosage des jardins familiaux ...etc.

Les besoins en eau domestique dépendent essentiellement du développement des installations sanitaires et des habitudes de la population.

b) Besoins publics:

On entend par les besoins publics, l'utilisation de l'eau pour : le nettoyage des marchés et des caniveaux, le lavage des automobiles et l'eau que demandent les casernes, les administrations, les cantines...etc.

c) Besoins scolaires :

On entend par besoins scolaires, les quantités d'eau demandées par les écoles primaires, moyennes et secondaires, privées ou publics, les centres de formation...etc.

d) Besoins sanitaires :

On entend par besoins sanitaires, les quantités d'eau nécessaires pour le lavage des cours, des baignoires, des douches, des WC (Water-closet) et des éviers...etc.

II.3.2. Evaluation des besoins en eau potable

❖ **Choix de la dotation :**

L'exploitation des ressources en eau par les différents consommateurs (l'usage domestique, l'activité industrielle,...etc.), est liée à la variation des besoins en eau d'une agglomération. Les besoins en eau varient selon la saison (atteindre un minimum en hiver, un maximum en été), et selon le type d'agglomération (rurale, urbaine).

Selon l'information donnée par la subdivision de Haizer et la DRE de bouira (la dotation adopté a la commune de Haizer est 150 (l/j/h)

Donc on va prendre la dotation 150(l/j/h) pour déterminer les besoin domestique de la commune de Haizer.

II.4. Calcul des besoins en eau :

II.4.1. Agglomération

II.4.1.1. Besoins domestiques

Tableau II.2.Détermination des besoins domestique.

| Année | N ^{bre} d'habitants [hab] | Dotation moyenne [l/j/hab] | Consommation moyenne Journalière [m ³ /j] |
|-------|---------------------------------------|-------------------------------|---|
| 2018 | 9575 | 150 | 1436.25 |
| 2048 | 17344 | 150 | 2601.60 |

(Source DRE de BOUIRA)

II.4.1.2. Besoin scolaires**Tableau II.3.** Détermination des besoins scolaires.

| Désignation | Quantité | Nombre d'écopiers | Dotation l/J/u | Consommation moyenne journalière m ³ /J |
|----------------|----------|-------------------|----------------|--|
| Ecole primaire | 3 | 1361 | 20 | 27.22 |
| CEM | 2 | 599 | 20 | 11.98 |
| Lycée | 2 | 570 | 20 | 11.4 |
| Totale | | | | 50.6 |

(Source subdivision hydraulique de la daïra de Haizer)

II.4.1.3. Besoin sanitaire**Tableau II.4.** Détermination des besoins sanitaires.

| Désignation | Quantité | Dotation l/J/u | Consommation moyenne m ³ /J |
|-------------------------|----------|----------------|--|
| Centre de soin (8 lits) | 1 | 200 | 1,6 |
| Pharmacie | 2 | 200 | 0,4 |
| Total | | | 2.0 |

(Source subdivision hydraulique de la daïra de Haizer)

II.4.1.4. Besoin socioculturels**Tableau II.5.** Détermination des besoins socioculturels.

| Désignation | Quantité | Dotation l/J/u | Consommation moyenne journalière m ³ /J |
|---------------------------|----------|----------------|--|
| Mosquée | 380 | 30 | 11.4 |
| Salle omnisport & piscine | 50 | 30 | 1.5 |
| Maison des jeune | 30 | 30 | 0.9 |
| Total | | | 13.8 |

(Source subdivision hydraulique de la daïra de Haizer)

II.4.1.5. Besoin commerciaux**Tableau II.6.** Détermination des besoins commerciaux.

| Désignation | Quantité | Dotation l/J | Consommation moyenne |
|--------------------------|----------|--------------|----------------------|
| Café | 2 | 250 | 0,5 |
| Restaurant | 1 | 200 | 0,2 |
| Boucherie | 1 | 200 | 0,2 |
| Boulangerie | 1 | 500 | 0,5 |
| Marché (m ²) | 2800 | 5 | 1,4 |
| Total | | | 2.8 |

(Source subdivision hydraulique de la daïra de Haizer)

II.4.1.6. Besoins administratif**Tableau II.7.** Détermination des besoins administratifs.

| Désignation | Quantité | Dotation l/J/employé | Consommation moyenne journalière m ³ /J |
|-------------------|----------|-------------------------|---|
| siège Daira | 22 | 30 | 0,33 |
| Siege APC | 16 | 30 | 0,24 |
| Protection Civile | 12 | 30 | 0,18 |
| Ecole police | 20 | 30 | 0,30 |
| Sécurité | 10 | 30 | 0,15 |
| Total | | | 2,4 |

(Source subdivision hydraulique de la daïra de Haizer)

Tableau II.8. Récapitulation de la consommation en eau moyenne totale.

| Désignation | Consommation moyenne Journalière (m ³ /j) |
|----------------|---|
| Domestique | 2601.60 |
| Scolaire | 50.60 |
| Sanitaire | 2.0 |
| Socioculturels | 13.8 |
| Commerciaux | 2.8 |
| Administratifs | 2.4 |
| Total | 2673.2 |

II.5. Variation de la consommation

Les débits de consommation sont soumis à plusieurs variations dans le temps, parmi lesquelles nous avons :

- Variation annuelle et saisonnière qui dépend du niveau de vie de l'agglomération.
- Variation mensuelle qui dépend de l'importance de la ville.
- Variation journalière qui dépend du jour de la semaine où la consommation est la plus importante.
- Variation horaire qui dépend du régime de consommation de la population.

II.6. Etude de la variation des débits journaliers

Pour projeter un régime de travail d'un système d'alimentation en eau, il faut adopter le graphique de consommation probable. Au cours de l'année, il existe une journée où la consommation est maximale ; de même il existe une journée où la consommation est minimale. Par rapport à la consommation moyenne calculée, nous pouvons déterminer un rapport qui nous indique de combien de fois la consommation maximale est supérieure à la consommation moyenne.

Ce rapport est désigné par le terme de coefficient d'irrégularité journalière maximum K_{maxj} .

De même, il existe un coefficient qui nous indique de combien de fois la consommation est inférieure par rapport à la consommation moyenne : ce rapport est appelé coefficient minimum d'irrégularité journalière K_{minj} .

Ces débits sont donnés par les formules II.3 et II.4 :

$$Q_{max j} = Q_{moy j} * K_{max j} \quad [m^3/j] \quad (II.3)$$

$$Q_{min j} = Q_{moy j} * K_{min j} \quad [m^3/j] \quad (II.4)$$

Avec :

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

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

$Q_{min j}$: débit minimum journalier (m^3/j).

$K_{max j}$: varie entre 1.1 à 1.3

dans notre cas nous prenons **$K_{max j} = 1,3$**

Ce coefficient nous permet de savoir de combien de fois le débit maximum journalier dépasse le débit moyen journalier

$K_{min j}$: varie entre 0,7 à 0,9

Dans notre cas **$K_{min j} = 0,8$**

Il nous indique de combien de fois la consommation minimale journalière est inférieure à la consommation moyenne journalier .

Tableau II.9. Les besoins en eau maximale et minimale journalière de la ville

| Catégorie des besoins | $Q_{moy,j}$ (m^3/j) | $K_{max,j}$ | $Q_{max,j}$ (m^3/j) | $K_{min,j}$ | $Q_{min,j}$ (m^3/j) |
|-----------------------|----------------------------|-------------|----------------------------|-------------|----------------------------|
| Domestique | 2601,6 | 1,3 | 3382,08 | 0,8 | 2081,28 |
| Scolaire | 50,6 | 1,3 | 65,78 | 0,8 | 40,48 |
| Sanitaire | 2 | 1,3 | 2,6 | 0,8 | 1,6 |
| Socioculturels | 13,8 | 1,3 | 17,94 | 0,8 | 11,04 |
| Commerciaux | 2,8 | 1,3 | 3,64 | 0,8 | 2,24 |
| Administratifs | 2,4 | 1,3 | 3,12 | 0,8 | 1,92 |
| Total | 2673,2 | 1,3 | 3475,16 | 0,8 | 2138,56 |

II.7. Etude de la variation des débits horaires

II.7.1. Consommation maximale horaire :

Le débit maximum horaire qui correspond au coefficient maximum horaire peut être déterminé graphiquement ou analytiquement.

Ce coefficient peut être décomposé en deux autres coefficients qui dépendent des caractéristiques de l'agglomération à savoir :

- Un coefficient α_{\max} tenant compte du régime de travail des entreprises et industries, du degré de confort des habitants et de leurs habitudes. Il varie de 1,2 à 1,4.
- Un coefficient β_{\max} étroitement lié à l'accroissement de la population.

On peut donc écrire :

$$K_{\max,h} = \alpha_{\max} * \beta_{\max}$$

Tableau II.10: Variation du coefficient β_{\max} en fonction du nombre d'habitant

| Population | 1000 | 1500 | 2500 | 4000 | 6000 | 10000 | 20000 | 30000 | 100000 | 300000 |
|----------------|------|------|------|------|------|-------|-------|-------|--------|--------|
| β_{\max} | 2 | 1,8 | 1,6 | 1,5 | 1,4 | 1,3 | 1,2 | 1,15 | 1,1 | 1,03 |

Pour notre cas on prend : $\alpha_{\max} = 1,3$ et $\beta_{\max} = 1,15$

Alors : $K_{\max,h} = 1,3 * 1,15 \Rightarrow K_{\max,h} = 1,495$

II.7.2. Consommation minimale horaire :

Le débit minimum horaire qui correspond au coefficient minimum horaire peut être également déterminé graphiquement ou analytiquement.

Ce coefficient peut être décomposé à son tour, en deux autres coefficients qui dépendent des caractéristiques de l'agglomération à savoir :

- Un coefficient α_{\min} tenant compte du régime de travail des entreprises et industries, du degré de confort des habitants et de leurs habitudes. Il varie de 0,4 à 0,6.
- Un coefficient β_{\min} étroitement lié à l'accroissement de la population.

On peut donc écrire :

$$K_{\min,h} = \alpha_{\min} * \beta_{\min}$$

Tableau II.11: Variation du coefficient β_{\min} en fonction du nombre d'habitant

| | | | | | | | | | | |
|----------------|------|------|------|------|------|-------|-------|-------|--------|--------|
| Population | 1000 | 1500 | 2500 | 4000 | 6000 | 10000 | 20000 | 30000 | 100000 | 300000 |
| β_{\min} | 0,1 | 0,1 | 0,1 | 0,2 | 0,25 | 0,4 | 0,5 | 0,6 | 0,7 | 0,83 |

Pour notre cas on prend : $\alpha_{\min} = 0,5$ et $\beta_{\min} = 0,45$

Alors : $K_{\min,h} = 0,5 * 0,45 \Rightarrow K_{\min,h} = 0,225$

Dans la présente étude, pour la détermination du débit de pointe, on a opté pour la méthode donnant la variation horaire de la consommation totale dans divers centre d'agglomération se basant sur le tableau II.6.

Consommation moyenne horaire a l'horizon de 2048 :

Le débit moyen horaire est donné par la formule suivante :

$$Q_{\text{moy.h}} = \frac{Q_{\text{max.j}}}{24\text{h}}$$

Avec :

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

$Q_{\text{max.j}}$: débit maximal journalier (m^3/j)

Donc : $Q_{\text{moy.h}} = \frac{3475.16.}{24} = 144.798 \text{ m}^3/\text{h};$

Dans la présente étude, pour la détermination du débit de pointe, on a opté pour la méthode donnant la variation horaire de la consommation totale dans divers centre d'agglomération se basant sur le tableau II.12.

Tableau II.12: Répartition horaire du débit maximum journalier

| Heures | Nombre d'habitants | | | | |
|--------------|--------------------|---------------|----------------|----------|--------------------|
| | < 10000 | 10000 à 50000 | 50000 à 100000 | > 100000 | Aggl.de type rural |
| 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 | 3.75 | 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% |

Remarque

Cette variation du débit horaire est exprimée en pourcentage (%) par rapport au débit maximal journalier de l'agglomération.

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

| Heures | Consommation totale | | Consommation cumulée | |
|--------|--|-----------------------|-----------------------|-----------------------|
| | $Q_{\max, j}=3475.16 \text{ m}^3/\text{j}$ | m^3/h | m^3/j | m^3/h |
| 0-1 | 1.5 | 52,127 | 52,127 | 52,127 |
| 1-2 | 1.5 | 52,127 | 52,127 | 104,255 |
| 2-3 | 1.5 | 52,127 | 52,127 | 156,382 |
| 3-4 | 1.5 | 52,127 | 52,127 | 208,510 |
| 4-5 | 2.5 | 86,879 | 86,879 | 295,389 |
| 5-6 | 3.5 | 121,631 | 121,631 | 417,019 |
| 6-7 | 4.5 | 156,382 | 156,382 | 573,401 |
| 7-8 | 5.5 | 191,134 | 191,134 | 764,535 |
| 8-9 | 6.25 | 217,198 | 217,198 | 981,733 |
| 9-10 | 6.25 | 217,198 | 217,198 | 1198,930 |
| 10-11 | 6.25 | 217,198 | 217,198 | 1416,128 |
| 11-12 | 6.25 | 217,198 | 217,198 | 1633,325 |
| 12-13 | 05 | 173,758 | 173,758 | 1807,083 |
| 13-14 | 05 | 173,758 | 173,758 | 1980,841 |
| 14-15 | 5.5 | 191,134 | 191,134 | 2171,975 |
| 15-16 | 06 | 208,510 | 208,510 | 2380,485 |
| 16-17 | 06 | 208,510 | 208,510 | 2588,994 |
| 17-18 | 5.5 | 191,134 | 191,134 | 2780,128 |
| 18-19 | 05 | 173,758 | 173,758 | 2953,886 |
| 19-20 | 4.5 | 156,382 | 156,382 | 3110,268 |
| 20-21 | 04 | 139,006 | 139,006 | 3249,275 |
| 21-22 | 03 | 104,255 | 104,255 | 3353,529 |
| 22-23 | 02 | 69,503 | 69,503 | 3423,033 |
| 23-24 | 1.5 | 52,127 | 52,127 | 3475,160 |

Le débit de pointe $Q_{\max, h}$ pour la commune de Haizer est de **217.198 m³/h** et survient 8h et 12h

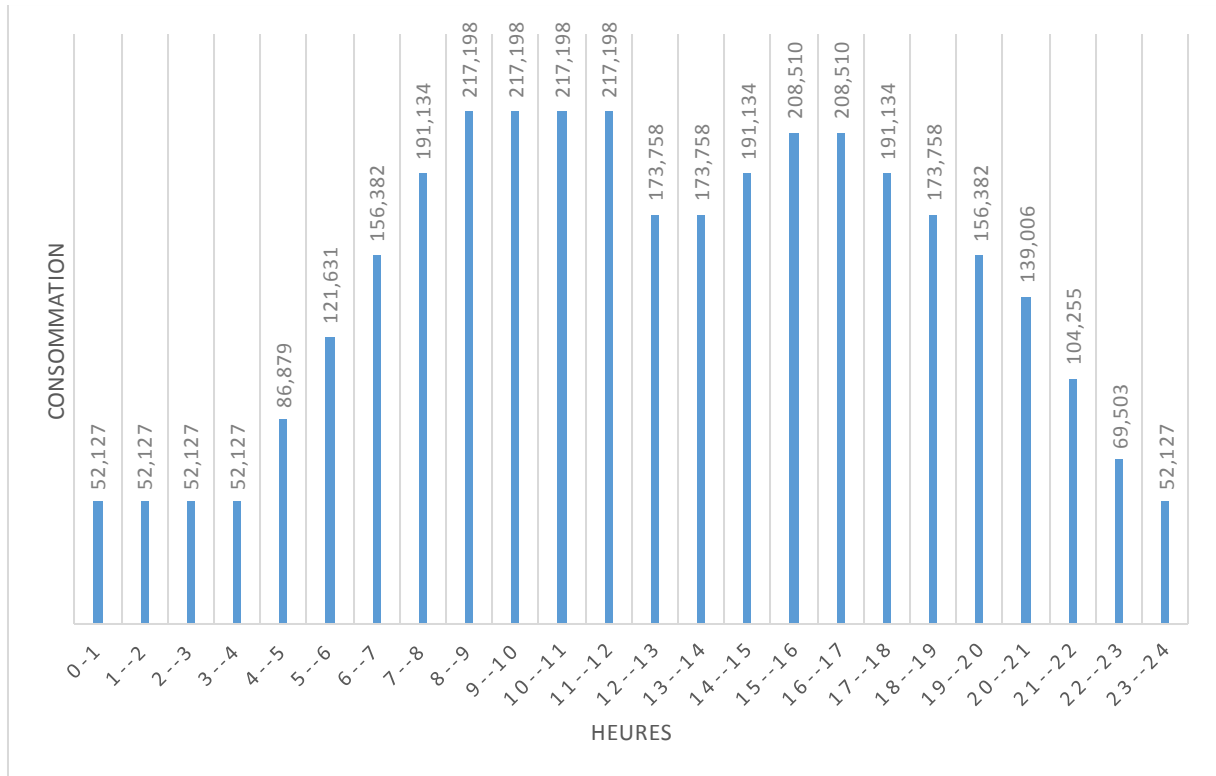


Figure II.2 : Répartition des débits horaires de la commune de Haizer

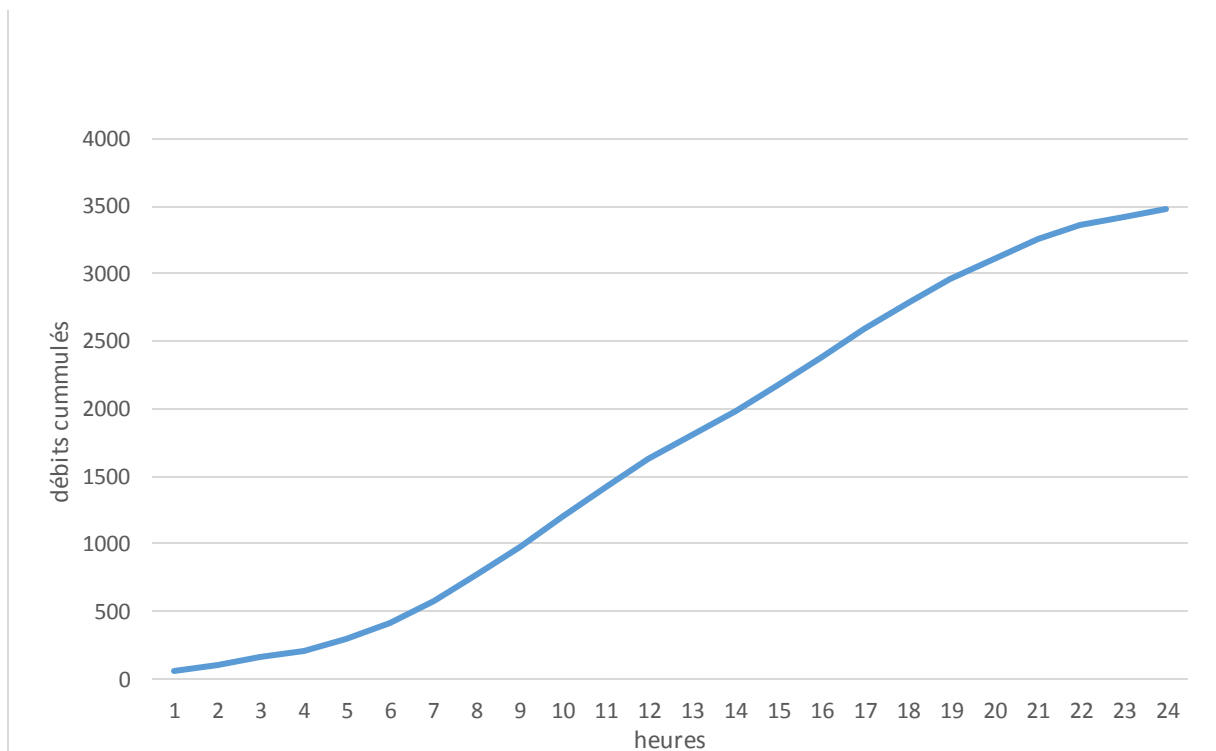


Figure II.3: Courbe intégrale de la consommation horaire de la commune de haizer

II.8. Récapitulation des débits horaire :**Tableau II.14.** Calcul des consommations maximale et minimale

| La ville | Q _{moy} , h [m ³ /h] | K _{min} , h | Q _{min} , h [m ³ /h] | K _{max} , h | Q _{max} ,h [m ³ /h] |
|----------|---|----------------------|---|----------------------|--|
| Haizer | 144.798 | 0.225 | 32.58 | 1.495 | 217.198 |

Conclusion

La mise en évidence des besoins en eau potable de la communes de la zone d'étude et par conséquent les besoins en eau à l'horizon 2048, nous permettra d'évaluer les capacités optimales des réservoirs et des baches d'eau ainsi que de dimensionner l'adduction, tout cela afin de garantir le bon fonctionnement du système et d'assurer des quantités d'eau suffisantes.

Chapitre III

Etude d'adduction

Introduction

Les adductions sont nécessaires pour assurer le transport de l'eau entre le point de captage et le point d'accumulation. Dans la pratique ces points sont relativement éloignés l'un de l'autre, quelquefois ils peuvent se trouver à des distances considérables.

Les ouvrages d'adduction sont généralement de grandes dimensions. Les écoulements y sont le plus souvent unidirectionnels et s'opèrent en régime turbulent.

III.1. Types d'adduction

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

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

III.1.1. Adduction gravitaire

C'est une adduction où l'écoulement se fait gravitaire. 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. Adduction par refoulement

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

III.1.3. 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.

Dans le cas de notre étude, l'adduction à projeter est une adduction mixte (refoulement).

III.2. Adduction et 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.3. Choix du tracé :

Le choix du tracé de la conduite d'adduction doit tenir compte de certains impératifs que l'on se forcera dans la mesure du possible de respecter

- Avoir un itinéraire aussi direct que possible.
- Respecter les impératifs du profil en long avec le moins possible de surprofondeurs.
- Eviter la multiplication des ouvrages coûteux ou fragiles (traversées de rivière, de route, De chemin de fer etc).
- Eviter dans la mesure du possible la traversée des massifs boisés.
- Entraîner des dépenses de construction aussi faibles que possible en évitant les points hauts sur le refoulement.

- Le choix d'un tracé en bordure des routes et chemins.
- on essaye toujours d'éviter les contres pentes qui donnent des cantonnements d'air, de plus, en période d'arrêt de pompe, il y peut avoir une cavitation entraînant une rupture de la veine liquide pouvant occasionner des éclatements de canalisation.
- Le trace 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 trace se trouve topographiquement accidentée ou une suite de points hauts surgit, des cantonnements d'air pourront avoir lieu en ces points qui peuvent entraîner
- Certains terrains accidentés nous obligent à avoir un trace où l'adduction sera mixte (refoulement-gravitaire). Dans ce cas nous devons toujours chercher à raccourcir le tronçon de refoulement s'il y a lieu.

III.4.Choix des matériaux de canalisation

De nombreux types de tuyaux sont disponibles pour constituer une conduite. On peut classer en fonction des matériaux avec lesquels ils sont fabriqués : fonte, acier, PEHD.....etc. Le choix des tuyaux utilisés est fonction de la pression et de la nature du terrain, des coûts de fourniture et de mise en œuvre, mais aussi de la facilité à réaliser les raccordements, les prises de branchement et les réparations en cas de fuite.

III.4.1.Fonte

La fonte est un matériau noble apte à prendre en charge les grandes pressions, il n'est pas sensible à la corrosion et sa pose se fait sans grande contrainte. Néanmoins elle nécessite beaucoup de pièces spéciales ainsi son prix devient onéreux mais acceptable par rapport à la longévité de la conduite.

III.4.2.Acier

L'acier est un matériau apte à prendre en charge les grandes pressions, il est très sensible à la corrosion surtout qu'il s'agit de sol agressif, une protection cathodique est indispensable. Pour une conduite maîtresse alimentant une ville, l'acier n'est pas recommandé pour éviter la perturbation de l'alimentation en cas de fuite.

III.4.3. PRV (Polyester Renforcé de fibre de Verre)

Le tuyau en polyester renforcé en fibre de verre est une technique assez ancienne (50 ans) qui a surtout été employée en industrie pour des conduites de petit diamètre, non enterrées et transportant des fluides corrosifs.

Ce matériau est surtout utilisé pour l'assainissement. En effet le PRV ne disposant que d'avis techniques dans le domaine de l'assainissement, les entreprises sont réticentes à l'idée de l'utiliser pour l'adduction. De plus le problème des tuyaux PRV reste actuellement la tenue à la pression au niveau des éléments de jonction. Si les tuyaux peuvent supporter jusqu'à 32 bars, les coudes et manchons sont moins au point et les procédés de verrouillage sont très onéreux. L'avantage de ces matériaux réside dans sa légèreté et sa résistance aux

agressions chimiques. Par contre sa rigidité est trop faible pour pouvoir reprendre les contraintes liées au remblai. La

pose et le remblaiement jouent un rôle prépondérant dans la pérennité de l'ouvrage. Un support insuffisant causé par un matériau trop faible ou un compactage inefficace peut engendrer des résultats qui se révèlent très mauvais sur le moyen terme.

Depuis de nombreuses années, les constructeurs proposent des conduites de grands diamètres et de fortes pressions, mais ces dernières restent peu utilisées en Europe dans ce type d'application.

III.4.4.PVC (Polychlorure de vinyle) et PEHD (polyéthylène)

Les tuyaux en matière plastique sont les plus légers de tous les tuyaux. Ils sont faciles à couper, à poser et à assembler si certaines précautions sont prises. Ils ont de très bonnes propriétés hydrauliques et ne sont pas sujets à la corrosion. Toutefois leur résistance mécanique présente une limitation plus sévère que les autres matériaux (Casse pour le PVC, écrasement pour le PEHD).

Le PVC, avec une densité de 1.4 est un matériau particulièrement léger en comparaison aux autres matériaux.

III.4.5.Conclusion

Dans notre étude nous avons choisi des conduites en PEHD qui sont plus économique que celle en fonte et en acier, et vu les avantages qu'elles présentent :

- La disponibilité sur le marché.
- Peuvent supporter des pressions importantes.
- Économique sur le transport.
- Leur continuité et leur souplesse permettent d'opérer la mise en force de fouille de tronçon de grande longueur préalablement assemblée au-dessous du sol dans les meilleures conditions d'exécution et de contrôle.
- Par leur élasticité s'adaptent aux reliefs plus au moins accidentés.

III.5.Calcul hydraulique

III.5.1. 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-Weisbach

$$\Delta H_t = \frac{K' * L_e * Q^\beta}{D_{av}^m} \quad (III.1)$$

ΔH_t : Perte de charge totale (m);

K' : Coefficient de perte de charge ;

L_e : Longueur équivalente de la conduite (m) ;

$$L_e = L_g + L_{e_s} \quad (III.2)$$

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 **15%** des pertes de charge linéaires.

$$\Delta H_t = 1,10 * \Delta H_p^{lin} \Rightarrow L_e = 1,10 * L_g \quad (III.3)$$

ΔH_t : Perte de charge totale (m) ;

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

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

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

β : Exposant tenant compte du régime d'écoulement ;

m : Exposant tenant compte du type du matériau.

Selon le type de matériau les coefficients K' , m et β sont donnés dans le tableau IV.2

Tableau III.1 : Coefficients K' , m , β pour différents types du tuyau :

| Tuyau | K' | m | β |
|----------------|--------------------|-----------|---------|
| Acier et fonte | 0,00179 - 0,001735 | 5,1 - 5,3 | 1,9 - 2 |
| Amiante-ciment | 0,00118 | 4,89 | 1,85 |
| Plastique | 0,001052 | 4,772 | 2 |

On déduit alors le diamètre calculé de la conduite gravitaire :

$$D_{av} = \sqrt[m]{\frac{K' * L_e * Q^\beta}{\Delta H_t}} \quad (III.4)$$

III.5.2. Cas de refoulement :

Pour le calcul des diamètres économiques des conduites de refoulement, on utilise les deux formules approchées suivantes:

-Formule de BRESS :

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

-Formule de BONNIN :

$$D = \sqrt{Q} \quad (III.6)$$

Q : débit à élever en m^3/s .

Remarque :

La formule de Bresse n'est valable que pour les petits projets (longueur de conduite ≤ 1 Km)

A partir de ces deux diamètres déterminés, on choisit une gamme de diamètres parmi lesquels on optera pour celui qui présentera les frais les moins élevés.

❖ **Calcul des pertes de charge :**

➤ **Pertes de charge linéaires :**

Pour un tronçon donné, les pertes de charge linéaires dépendent de:

- ✓ Diamètre D de la conduite en (m);
- ✓ Débit Q en (m³/s);
- ✓ La rugosité absolue K_S exprimée en mm;
- ✓ La longueur du tronçon L en (m).

Elles sont déterminées à partir de la formule de DARCY –WEISBECH suivante :

$$\Delta H_l = I * L = \lambda \frac{L V^2}{D 2g} \quad (\text{III.10})$$

λ : coefficient de frottement ;

V: vitesse moyenne d'écoulement en (m/s) ;

ΔH_l : Pertes de charge linéaires en (m) ;

I:gradient hydraulique en (m/m).

Le coefficient λ est obtenu par les formules suivantes:

$$\lambda = (1,14 - 0,86Ln \frac{K_s}{D})^{-2} \quad \text{formule de Nikuradzé (III.11)}$$

K_S: rugosité absolue de la conduite ;

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 * \log\left(\frac{\varepsilon}{3,7 * D} + \frac{2,51}{R_e * \sqrt{\lambda}}\right) \quad (\text{Formule Colebrook}) \quad \dots\dots\dots (\text{III-12})$$

ε : Rugosité absolue de la conduite ;

R_e : Nombre de Reynolds ;

$$R_e = \frac{V * D}{\nu} \quad (\text{III-13})$$

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

D : diamètre de la conduite (m) ;

ν : viscosité cinématique de l'eau (m²/s), donnée par la formule de STOCKS.

$$\nu = \frac{0,0178}{(1 + 0,0337 * t + 0,000221 * t^2)}$$

t: température de l'eau en degré;

A t= 20°C: $\nu=0.01 \text{ Stocks} = 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$

Avec : La rugosité de la conduite, pour notre cas est égale à 0,01 mm

➤ **Pertes de charge singulières :**

Elles sont occasionnées par les singularités des différents accessoires de la conduite

(Coude, vannes, clapets,....) , Pour le dimensionnement des adductions hydrauliquement longues les singularités sont estimées entre 10% et 15 % des pertes de charge linéaires.

Pour notre cas on prendra :

$$\Delta H_s = 0,10 * \Delta H_l \quad (\text{III.14})$$

➤ **Pertes de charge totales (ΔH_t) :**

Ce sont la somme des pertes de charge linéaires et les pertes de charge singulières, alors:

$$\begin{aligned} \Delta H_t &= \Delta H_l + \Delta H_s \Leftrightarrow \Delta H_t = \Delta H_l + 0,10 * \Delta H_l \\ \Rightarrow \Delta H_t &= 1,1 * \Delta H_l \end{aligned}$$

❖ **Calcul de la hauteur manométrique totale :**

La hauteur manométrique totale d'une pompe est la différence de pression en mètre colonne de liquide (mCL) entre les orifices d'aspiration et de refoulement, (hauteur géométrique d'élévation totale) y compris la pression nécessaire pour vaincre les pertes de charge dans les conduites d'aspiration et de refoulement, donnée par la relation suivante :

$$HMT = Hg + \Delta H_a + \Delta H_r = Hg + \Delta H_t \quad (\text{III.15})$$

Hg: la hauteur géométrique ;

ΔH_a : pertes de charge à l'aspiration ;

ΔH_r : pertes de charge au refoulement.

❖ **Puissance absorbée par la pompe :**

C'est la puissance fournie à pompe, définie comme suit:

$$P = \frac{g * Q * HMT}{\eta} \quad (\text{III.16})$$

η : rendement de la pompe en (%) ($\eta=82\%$)

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

g: pesanteur (9.81 m/s^2).

❖ **Energie consommée par la pompe :**

$$E = P * t * 3665 \text{ [Kwh]} \quad (\text{III.17})$$

t: c'est le temps de pompage par jour en (heure); dans notre cas $t=20\text{h}$

P: puissance de la pompe en (kW)

Les frais d'exploitation sont définis par la formule suivante:

$$F_{ex} = E * e \text{ [DA]} \quad (\text{III.18})$$

E: énergie consommée par la pompe en (Kw H)

e: prix unitaire d'un Kw H imposé par la SONEGAS.

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

| Période | Horaire | Nombre d'heure | Prix du KWh (DA) |
|-------------------|-------------|----------------|-------------------|
| Heures pleines | 06 h à 17 h | 11 | 4.472 |
| Heures de pointes | 17 h à 21 h | 4 | 7,267 |
| Heures creuses | 21 h à 06 h | 9 | 4.179 |

(Source Sonelgaz)

Compte tenu de la variation journalière des tarifs du KWh, les heures de pompage seront pendant la période définie entre 21 h à 17 h pour éviter les heures de pointes

Le prix moyen du KWh pendant les 18 heures de pompage sera égal à :

$$e = \frac{11 \times 4.472 + 9 \times 0.4.179}{20} = 4.34015 \text{ DA}$$

❖ Frais d'exploitation :

Il faut d'abord déterminer les pertes de charge (ΔH) engendrées dans les canalisations (D1, D2, Dn). Connaissant la hauteur géométrique (Hg), on peut déterminer les hauteurs manométriques totales (Hmt) correspondant à chaque canalisation D1, D2, Dn.

❖ Frais d'amortissement :

Les frais d'amortissement sont donnés par la formule suivante:

$$F_{am} = P_{rc} * A \quad [\text{DA}] \quad (\text{III.19})$$

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

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

$$A = \frac{i}{(i+1)^n - 1} + i \quad (\text{IV.20})$$

i: Taux d'annuité annuel, $i = 8 \%$

n: nombre d'années d'amortissement, $n = 30$ ans

$$A = \frac{0,08}{(0,08 + 1)^{30} - 1} + 0,08 = 0,0888 = 8,88 \%$$

III.6. Proposition des variantes

Vue la morphologie du terrain qui est accidenté, la hauteur géométrique est très importante, Alors, pour refouler l'eau jusqu'au réservoir, il est nécessaire de trouver des zones favorables pour l'implantation d'une ou plusieurs stations de reprise.

Une étude de variante est nécessaire

• Variante N°1

- L'eau potable sera pompée De la Station de pompage projeté dont sa bête a eau (cote radier = 539.00 m) (cote trop-plein = 542.00 m) vers le réservoir projeté (côte = 714 m) à l'aide d'une conduite en refoulement sur une longueur de 9382.5 m.

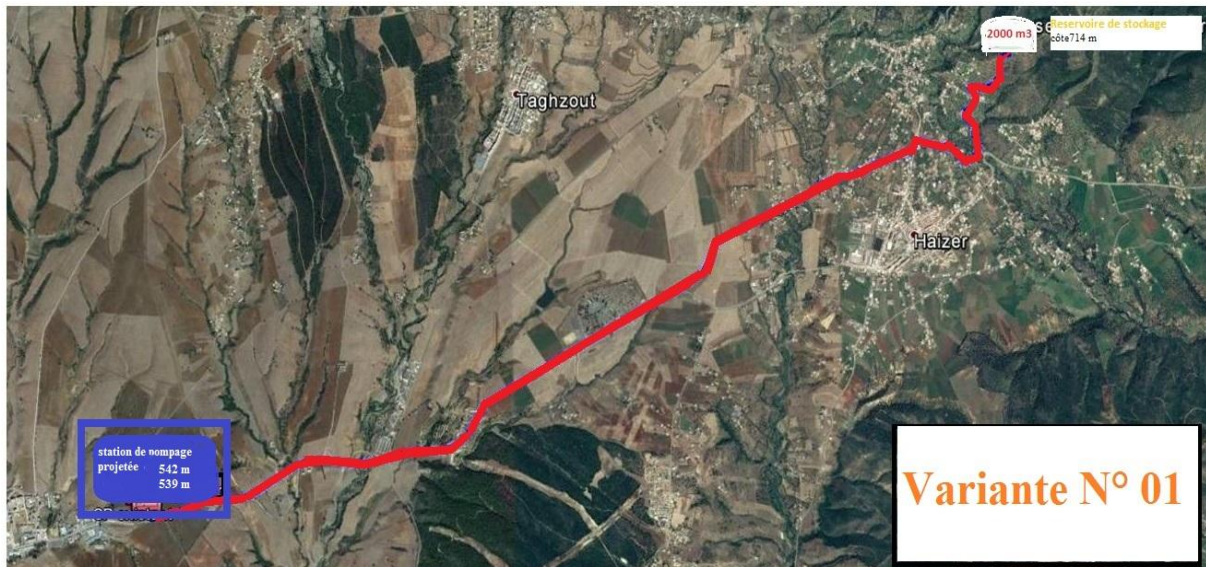


Figure III.1. Tracé de la variante N°01 (image satellitaire non traitée, mars 2018)

- **Variante N°2**

La variante N°01, consiste-t-on deux étapes :

- L'eau potable est acheminée à partir du réservoir (1000 existant) m^3 (cote radier = 539.00 m) (cote trop-plein = 543.00 m) à l'aide d'une conduite gravitaire vers une station de reprise (côte de sa bête a eau = 525.00 m).
- De la Station, elle sera pompée vers le réservoir projeté (côte = 714m) à l'aide d'une conduite en refoulement sur une longueur de 6737 m.



Figure III.2. Tracé de la variante N°02 (image satellitaire non traitée, mars 2018)

- **Variante N°3**

La variante N°03, consiste propose quatre étapes :

- L'eau potable est acheminée à partir du réservoir (1000 existant) m^3 (cote radier = 539.00 m) (cote trop-plein = 543.00 m) à l'aide d'une adduction gravitaire vers une station de reprise N°01 (cote = 525.00 m)
- De la Station de reprise N°01 vers une autre Station de reprise N°02 (cote = 603.65 m) à l'aide d'une adduction par refoulement sur une longueur de 5797 m.
- De la Station de reprise N°02 vers le réservoir projeté (cote = 714 m) à l'aide d'une adduction en refoulement sur une longueur de 940 m.



Figure III.3. Tracé de la variante N°03 (image satellitaire non traitée, mars 2018)

III.6.1. première variante :

III.6.1.1 De la station de pompage projeté vers le réservoir de stockage R₁₀₀₀ : [5]

Le dimensionnement de ce tronçon sera fait par le biais de la détermination du diamètre économique.

Ce tronçon relie directement SP projeté dont la cote de sa bache enterré est 539 m NGA avec la cote réservoir de stockage = 714 m sur une longueur de 9382 m, le diamètre calculé donné par la formule de BONIN :

$$D = \sqrt{Q} \quad (III.6)$$

Tableau III.3. Calcul HMT du tronçon (SP- R)

| Dextérieur (mm) | Epaisseur (mm) | Dintérieur (mm) | Vitesse (m/s) | Nbr de Reynolds | λ | longueur (m) | Hg (m) | Δ HT (m) | HMT (mce) |
|-----------------|----------------|-----------------|---------------|-----------------|-------------|--------------|--------|-----------------|-----------|
| 125 | 14 | 97 | 6,53 | 633410,00 | 0,014672216 | 9382,47 | 175 | 3392,82 | 3567,82 |
| 160 | 17,9 | 124,2 | 3,98 | 494316,00 | 0,014672941 | 9382,47 | 175 | 984,40 | 1159,40 |
| 200 | 22,4 | 155,2 | 2,55 | 395760,00 | 0,014822437 | 9382,47 | 175 | 326,68 | 501,68 |
| 250 | 27,9 | 194,2 | 1,63 | 316546,00 | 0,015103577 | 9382,47 | 175 | 108,70 | 283,70 |
| 315 | 35,2 | 244,6 | 1,03 | 251938,00 | 0,015514561 | 9382,47 | 175 | 35,40 | 210,40 |
| 400 | 44,7 | 310,6 | 0,64 | 198784,00 | 0,016053583 | 9382,47 | 175 | 11,14 | 186,14 |
| 500 | 55,8 | 388,4 | 0,41 | 159244,00 | 0,016650047 | 9382,47 | 175 | 3,79 | 178,79 |

Tableau III.4. Frais d'investissement tronçon (SP- R)

| Dextérieur (mm) | Prix de mL (DA) | longueur (m) | Annuité (%) | Frais d'amortissement |
|-----------------|-----------------|--------------|-------------|-----------------------|
| 125 | 1 407,22 | 9382,47 | 8,88 | 1172444,11 |
| 160 | 2 278,88 | 9382,47 | 8,88 | 1898679,26 |
| 200 | 3 952,30 | 9382,47 | 8,88 | 3292911,45 |
| 250 | 5 579,21 | 9382,47 | 8,88 | 4648393,22 |
| 315 | 8 875,48 | 9382,47 | 8,88 | 7394724,53 |
| 400 | 14 158,74 | 9382,47 | 8,88 | 11796543,05 |
| 500 | 22 304,68 | 9382,47 | 8,88 | 18583441,60 |

Tableau III.5. Frais d'exploitation tronçon (SP- R₁₀₀₀)

| Dextérieur (mm) | HMT (m) | P (KW) | E (KWh) | Frais d'exploitation |
|-----------------|---------|---------|-------------|----------------------|
| 125 | 3567,82 | 4014,80 | 29308007,46 | 127201148,59 |
| 160 | 1159,40 | 1304,65 | 9523950,26 | 41335372,72 |
| 200 | 501,68 | 564,53 | 4121046,82 | 17885961,34 |
| 250 | 283,70 | 319,24 | 2330437,13 | 10114446,69 |
| 315 | 210,40 | 236,76 | 1728314,81 | 7501145,53 |
| 400 | 186,14 | 209,46 | 1529023,26 | 6636190,29 |
| 500 | 178,79 | 201,19 | 1468682,15 | 6374300,84 |

Tableau III.6. Bilan de tronçon (SP- R₁₀₀₀)

| Dextérieur (mm) | Frais d'amortissement | Frais d'exploitation | Bilan |
|-----------------|-----------------------|----------------------|--------------|
| 125 | 1172444,11 | 127201148,59 | 128373592,70 |
| 160 | 1898679,26 | 41335372,72 | 43234051,98 |
| 200 | 3292911,45 | 17885961,34 | 21178872,79 |
| 250 | 4648393,22 | 10114446,69 | 14762839,91 |
| 315 | 7394724,53 | 7501145,53 | 14895870,06 |
| 400 | 11796543,05 | 6636190,29 | 18432733,34 |
| 500 | 18583441,60 | 6374300,84 | 24957742,43 |

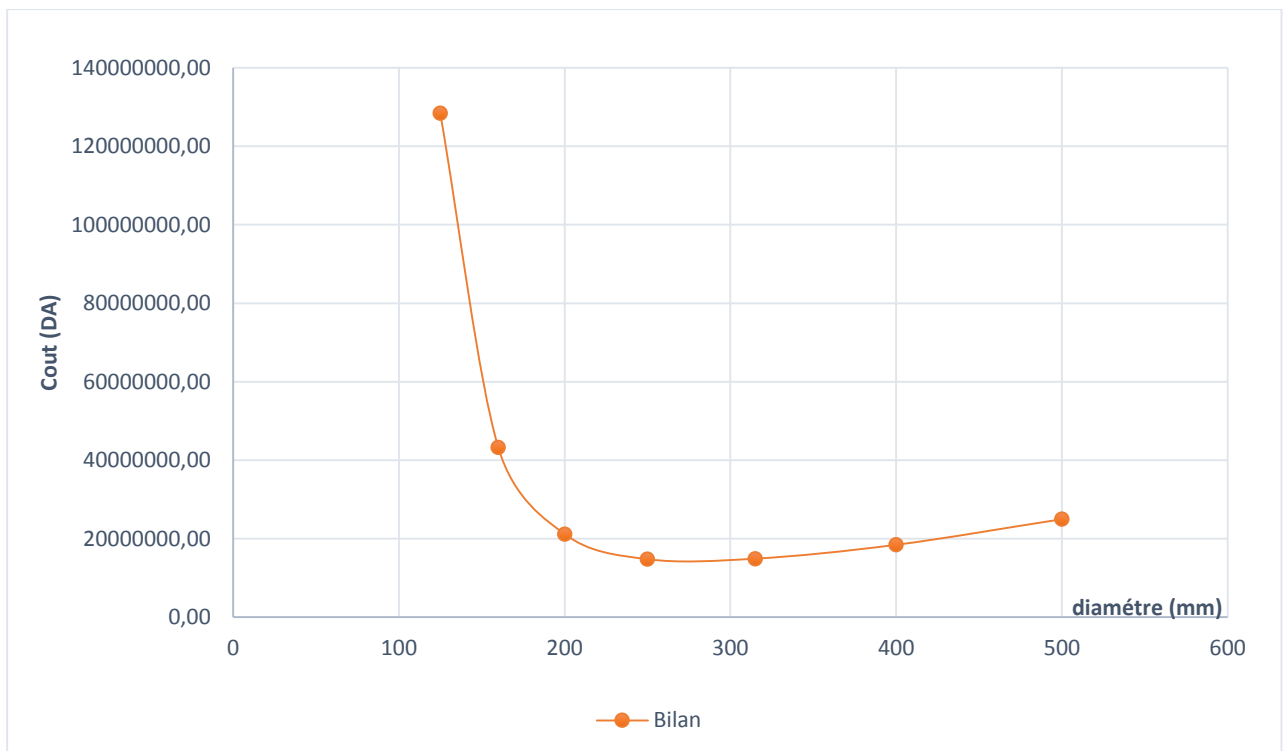


Figure III.4: Bilan total du tronçon SP-R₁₀₀₀

Le calcul de diamètre économique nous a donné le 250 comme meilleur variante.

III.6.1. 2. deuxième variante :**III.6.1. 2. 1. Réservoir (1000 existant) vers la station de reprise :**

Le dimensionnement de ce tronçon sera fait par le biais de la détermination du diamètre le plus avantageux mais de sorte à éviter l'écrêtement de la ligne de charge et d'avoir des surpressions dans les points bas de l'adduction gravitaire.

Le diamètre de l'adduction étant inconnu, donc on va se baser sur le calcul de ce dernier par l'intermédiaire de la charge disponible Hd. Telle que $H_d = 539 - 525 = 14$ m Mais par hypothèse on suppose que la charge disponible est égale à la perte de charge engendrée dans la conduite. D'où $\Delta H = H_d$

$$\text{Donc : } Q_{\text{pomp}} = \frac{3475.16x}{24} \times \frac{24}{20} = 158,4 \text{ m}^3/\text{h} ;$$

$$= \frac{3475.16x}{24} \times \frac{24 \times 1000}{20 \times 3600} = 48.266 \text{ l/s} ;$$

En appliquant la formule DARCY – WEISBECH – (approché) :

$$\Delta H_t = \frac{K' * L_e * Q^\beta}{D_{av}^m}$$

Avec : $K' = 0,001052$; $\beta = 2$; $m = 4,772$

$$D_{av} = \sqrt[4.772]{\frac{0,001052 * 2910.556 * 0,048266^2}{14}} = 0.2042 \text{ m}$$

$D = 204$ mm c'est un diamètre intérieure très loin de plus proche diamètre disponible Dans ce cas on ait obligés d'appliquer la formule des diamètres en séries.

Tableau III.7. caractéristiques de tronçon (ST- SR)

| Gamme de produit | Dexterieur (mm) | Dinterieur (mm) | Débit (m ³ /s) | L (m) | Δh_l (m) | Δh_t (m) | Vitesse (m/s) |
|------------------|-----------------|-----------------|---------------------------|-------|------------------|------------------|---------------|
| PE100 PN10 | 250 | 220.4 | 0.04826 | 1892 | 6.31 | 6.94 | 1.27 |
| PE100 PN10 | 200 | 176.2 | | 754 | 7.32 | 8.05 | 1.98 |

III.6.2. 2. Station de pompage vers le réservoir de stockage :

Ce tronçon relie SP dont la cote est 525 m NGA avec la R (cote = 714 m) sur une longueur de 6736.5 m, le diamètre calculé donné par la formule de BONIN :

$$D = \sqrt{Q} \quad (\text{III.6})$$

Tableau III.8. Calcul HMT du tronçon (SP-R₁₀₀₀)

| Dextérieur (mm) | Epaisseur (mm) | Dintérieur (mm) | Vitesse (m/s) | Nbr de Reynolds | λ | longueur (m) | Hg (m) | ΔH_T (m) | HMT (mce) |
|-----------------|----------------|-----------------|---------------|-----------------|-------------|--------------|--------|------------------|-----------|
| 125 | 14 | 97 | 6,53 | 633410,00 | 0,014672216 | 6737 | 189 | 2436,19 | 2625,19 |
| 160 | 17,9 | 124,2 | 3,98 | 494316,00 | 0,014672941 | 6737 | 189 | 706,84 | 895,84 |
| 200 | 22,4 | 155,2 | 2,55 | 395760,00 | 0,014822437 | 6737 | 189 | 234,57 | 423,57 |
| 250 | 27,9 | 194,2 | 1,63 | 316546,00 | 0,015103577 | 6737 | 189 | 78,05 | 267,05 |
| 315 | 35,2 | 244,6 | 1,03 | 251938,00 | 0,015514561 | 6737 | 189 | 25,42 | 214,42 |
| 400 | 44,7 | 310,6 | 0,64 | 198784,00 | 0,016053583 | 6737 | 189 | 8,00 | 197,00 |
| 500 | 55,8 | 388,4 | 0,41 | 159244,00 | 0,016650047 | 6737 | 189 | 2,72 | 191,72 |

Tableau III.9. Frais d'investissement tronçon (SP- R)

| D _{extérieur} (mm) | Prix de mL (DA) | longueur (m) | Annuité (%) | Frais d'amortissement |
|-----------------------------|-----------------|--------------|-------------|-----------------------|
| 125 | 1 407,22 | 6736,5 | 8,88 | 841800,69 |
| 160 | 2 278,88 | 6736,5 | 8,88 | 1363228,75 |
| 200 | 3 952,30 | 6736,5 | 8,88 | 2364270,60 |
| 250 | 5 579,21 | 6736,5 | 8,88 | 3337490,12 |
| 315 | 8 875,48 | 6736,5 | 8,88 | 5309322,79 |
| 400 | 14 158,74 | 6736,5 | 8,88 | 8469775,26 |
| 500 | 22 304,68 | 6736,5 | 8,88 | 13342686,34 |

Tableau III.10. Frais d'exploitation tronçon (SP- R)

| Dextérieur (mm) | HMT (mce) | P (KW) | E (KWh) | Frais d'exploitation |
|-----------------|-----------|---------|-------------|----------------------|
| 125 | 2625.19 | 2954.07 | 21564688.37 | 93593982.22 |
| 160 | 895.84 | 1008.07 | 7358920.23 | 31938817.63 |
| 200 | 423.57 | 476.63 | 3479412.97 | 15101174.19 |
| 250 | 267.05 | 300.50 | 2193681.44 | 9520906.50 |
| 315 | 214.42 | 241.28 | 1761332.81 | 7644448.61 |
| 400 | 197.00 | 221.68 | 1618233.27 | 7023375.11 |
| 500 | 191.72 | 215.74 | 1574905.87 | 6835327.69 |

Tableau III.11. Bilan de tronçon (SP- R₁₀₀₀)

| Dextérieur (mm) | Frais d'amortissement | Frais d'exploitation | Bilan |
|-----------------|-----------------------|----------------------|-------------|
| 125 | 841800,69 | 93593982,22 | 94435782,91 |
| 160 | 1363228,75 | 31938817,63 | 33302046,38 |
| 200 | 2364270,60 | 15101174,19 | 17465444,79 |
| 250 | 3337490,12 | 9520906,50 | 12858396,62 |
| 315 | 5309322,79 | 7644448,61 | 12953771,39 |
| 400 | 8469775,26 | 7023375,11 | 15493150,37 |
| 500 | 13342686,34 | 6835327,69 | 20178014,03 |

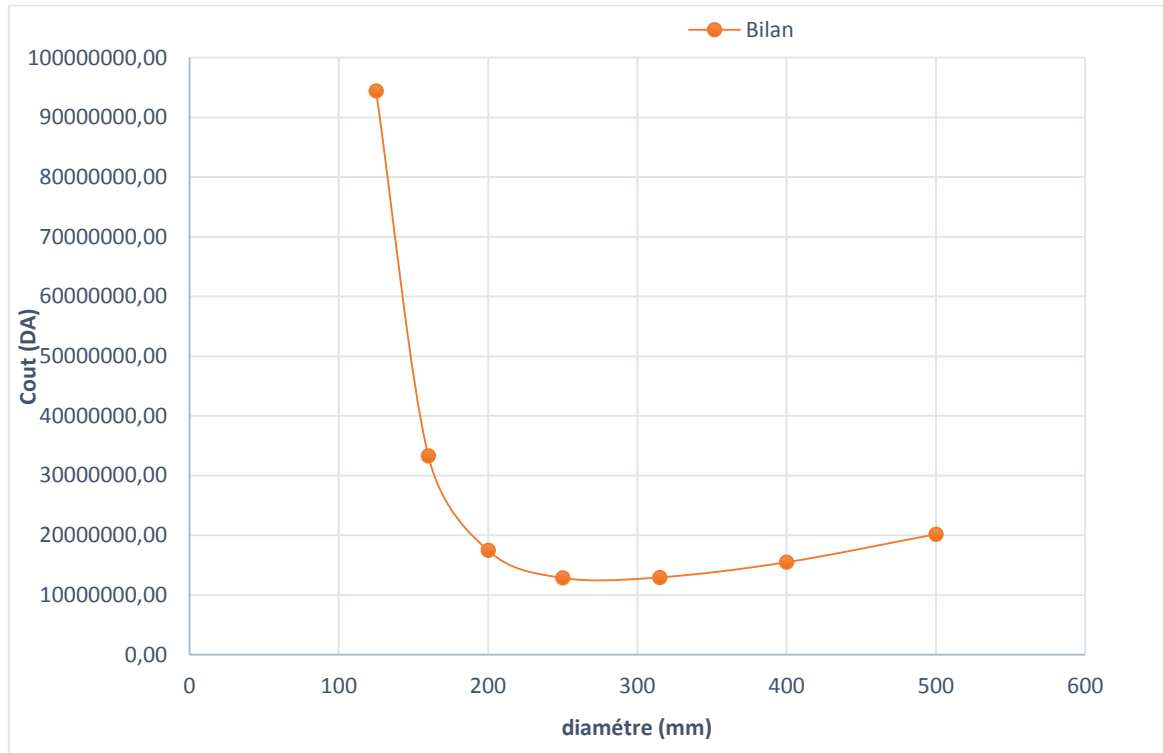


Figure III.5: Bilan total du tronçon SP-R₁₀₀₀

Le calcul de diamètre économique nous a donné le 250 comme meilleure variante .

III.6.3. troisième variante :

III.6.3.1. Réservoir (1000) existant vers la station de pompage n°01 :

Le dimensionnement de ce tronçon sera fait par le biais de la détermination du diamètre le plus avantageux mais de sorte à éviter l'écrêtement de la ligne de charge et d'avoir des surpressions dans les points bas de l'adduction gravitaire.

Le diamètre de l'adduction étant inconnu, donc on va se baser sur le calcul de ce dernier par l'intermédiaire de la charge disponible H_d . Telle que

$H_d = 538 - 525 = 13 \text{ m}$ Mais par hypothèse on suppose que la charge disponible est égale à la perte de charge engendrée dans la conduite. D'où $\Delta H = H_d$

$$\begin{aligned} \text{Donc : } Q_{\text{pomp}} &= \frac{3475.16x}{24} \times \frac{24}{20} = 158,4 \text{ m}^3/\text{h} ; \\ &= \frac{3475.16x}{24} \times \frac{24 \times 1000}{20 \times 3600} = 48.266 \text{ l/s} ; \end{aligned}$$

En appliquant la formule DARCY –WEISBECH – (approché) :

$$\Delta H_t = \frac{K' * L_e * Q^\beta}{D_{av}^m}$$

Avec : $K' = 0,001052$; $\beta = 2$; $m = 4,772$

$$D_{av} = \sqrt[4.772]{\frac{0,001052 * 2910.556 * 0,048266^2}{14}} = 0.2042 \text{ m}$$

$D = 204 \text{ mm}$ c'est un diamètre intérieure très loin de plus proche diamètre disponible Dans ce cas on ait obligés d'appliquer la formule des diamètres en séries.

Donc le diamètre de normalisé est le PEHD de 250 & 200 mm avec **PN10**.

Tableau III.12. caractéristiques de tronçon (ST- SR)

| Gamme de produit | Dexterieur (mm) | Dinterieur (mm) | Débit (m ³ /s) | L (m) | Δh_l (m) | Δh_t (m) | Vitesse (m/s) |
|------------------|-----------------|-----------------|---------------------------|-------|------------------|------------------|---------------|
| PE100 PN10 | 250 | 220.4 | 0.04826 | 1892 | 6.31 | 6.94 | 1.27 |
| PE100 PN10 | 200 | 176.2 | | 754 | 7.32 | 8.05 | 1.98 |

III.6.3. 2. Station de pompage N°01 vers Station de reprise :

Ce tronçon relie SP1 dont la cote est 525 m NGA avec la SP2(cote = 603.65m) sur une longueur de 5797 m, le diamètre calculé donné par la formule de BONIN :

$$D = \sqrt{Q} \quad (\text{III.6})$$

Les résultats obtenus sont consignés dans le tableau ci-après :
(Gamme du produit PE 100 PN 16)

Tableau III.13. Calcul HMT du tronçon (SP1- SP2)

| Dextérieur(mm) | Epaisseur (mm) | Dintérieur (mm) | Vitesse (m/s) | Nbr de Reynolds | λ | longueur (m) | Hg (m) | $\Delta H T$ (m) | HMT (mce) |
|----------------|----------------|-----------------|----------------|-----------------|-------------|--------------|--------|------------------|-----------|
| 125 | 11,4 | 102,2 | 5,88 | 600936,00 | 0,014657448 | 5796,7 | 78,65 | 1611,52 | 1690,17 |
| 160 | 14,6 | 130,8 | 3,59 | 469572,00 | 0,014695448 | 5796,7 | 78,65 | 470,59 | 549,24 |
| 200 | 18,2 | 163,6 | 2,3 | 376280,00 | 0,014877263 | 5796,7 | 78,65 | 156,34 | 234,99 |
| 250 | 22,7 | 204,6 | 1,47 | 300762,00 | 0,015186276 | 5796,7 | 78,65 | 52,13 | 130,78 |
| 315 | 28,6 | 257,8 | 0,92 | 237176,00 | 0,01562379 | 5796,7 | 78,65 | 16,67 | 95,32 |
| 400 | 36,3 | 327,4 | 0,57 | 186618,00 | 0,016186513 | 5796,7 | 78,65 | 5,22 | 83,87 |
| 500 | 45,4 | 409,2 | 0,37 | 151404,00 | 0,016801069 | 5796,7 | 78,65 | 1,83 | 80,48 |

Tableau III.14. Frais d'investissement tronçon (SP1- SP2)

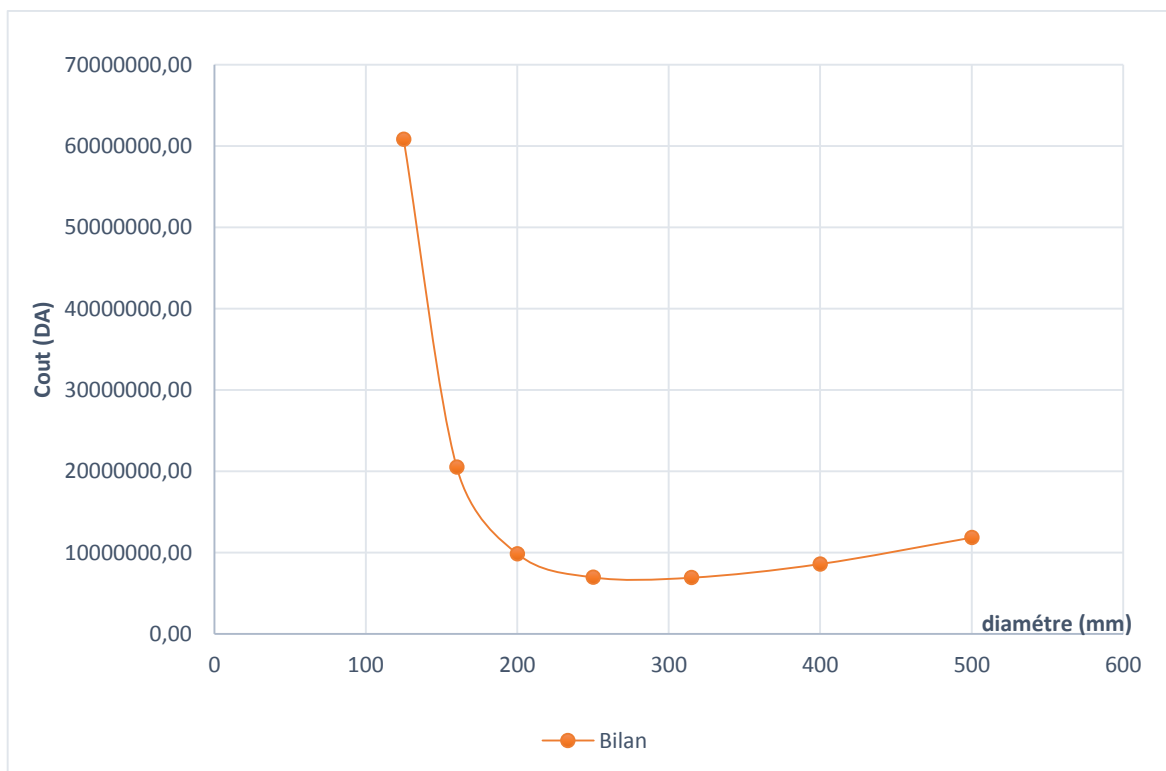
| Dextérieur (mm) | Prix de mL (DA) | longueur (m) | Annuité (%) | Frais d'amortissement |
|-----------------|-----------------|--------------|-------------|-----------------------|
| 125 | 1132,44 | 5796,7 | 8,88 | 582920,05 |
| 160 | 1828,3 | 5796,7 | 8,88 | 941111,87 |
| 200 | 2892,94 | 5796,7 | 8,88 | 1489132,07 |
| 250 | 4463,55 | 5796,7 | 8,88 | 2297598,79 |
| 315 | 6844,5 | 5796,7 | 8,88 | 3523185,57 |
| 400 | 10904,4 | 5796,7 | 8,88 | 5613006,75 |
| 500 | 17445,87 | 5796,7 | 8,88 | 8980208,55 |

Tableau III.15. Frais d'exploitation tronçon (SP1- SP2)

| Dextérieur (mm) | HMT (mce) | P (KW) | E (KWh) | Frais d'exploitation |
|-----------------|-----------|---------|-------------|----------------------|
| 125 | 1690,17 | 1901,92 | 13883989,00 | 60258594,84 |
| 160 | 549,24 | 618,04 | 4511713,84 | 19581514,81 |
| 200 | 234,99 | 264,43 | 1930333,05 | 8377934,98 |
| 250 | 130,78 | 147,16 | 1074264,47 | 4662468,95 |
| 315 | 95,32 | 107,26 | 783015,17 | 3398403,31 |
| 400 | 83,87 | 94,38 | 688955,86 | 2990171,76 |
| 500 | 80,48 | 90,56 | 661079,09 | 2869182,42 |

Tableau III.16. Bilan de tronçon (SP1-SP2)

| Dextérieur (mm) | Frais d'amortissement | Frais d'exploitation | Bilan |
|-----------------|-----------------------|----------------------|-------------|
| 125 | 582920,05 | 60258594,84 | 60841514,89 |
| 160 | 941111,87 | 19581514,81 | 20522626,68 |
| 200 | 1489132,07 | 8377934,98 | 9867067,05 |
| 250 | 2297598,79 | 4662468,95 | 6960067,74 |
| 315 | 3523185,57 | 3398403,31 | 6921588,88 |
| 400 | 5613006,75 | 2990171,76 | 8603178,51 |
| 500 | 8980208,55 | 2869182,42 | 11849390,97 |

**Figure III.6:** Bilan total du tronçon SP1- SP2

Nous allons prendre un diamètre de **315 mm**.

III.6.3.3. Station de reprise n°02 vers le réservoir R1000 :

Ce tronçon relie SP2 dont la cote est 603.65 m NGA avec la réservoir de stockage (cote= 714 m) sur une longueur de 940 m, le diamètre calculé donné par la formule de BONIN :

$$D = \sqrt{Q} \quad (\text{III.6})$$

Le coefficient de frottement interne a été calculé par approximations successives pour chaque diamètre. Les résultats obtenus sont consignés dans le tableau ci-après :

Gamme du produit **PE 100 PN 16**.

Tableau III.17. Calcul HMT du tronçon (SP2-R₁₀₀₀)

| D _{extérieur} (mm) | Epaisseur (mm) | D _{intérieur} (mm) | Vitesse (m/s) | Nbr de Reynolds | λ colebrook | longueur (m) | Hg (m) | Δ H (m) | HMT (mce) |
|--------------------------------|-------------------|--------------------------------|-------------------|--------------------|---------------------|-----------------|-----------|-------------------|--------------|
| 125 | 11,4 | 102,2 | 5,88 | 600936,00 | 0,014657448 | 939,8 | 110,3 | 261,27 | 371,62 |
| 160 | 14,6 | 130,8 | 3,59 | 469572,00 | 0,014695448 | 939,8 | 110,3 | 76,29 | 186,64 |
| 200 | 18,2 | 163,6 | 2,3 | 376280,00 | 0,014877263 | 939,8 | 110,3 | 25,35 | 135,70 |
| 250 | 22,7 | 204,6 | 1,47 | 300762,00 | 0,015186228 | 939,8 | 110,3 | 8,45 | 118,80 |
| 315 | 28,6 | 257,8 | 0,92 | 237176,00 | 0,01562379 | 939,8 | 110,3 | 2,70 | 113,05 |
| 400 | 36,3 | 327,4 | 0,57 | 186618,00 | 0,016186513 | 939,8 | 110,3 | 0,85 | 111,20 |
| 500 | 45,4 | 409,2 | 0,37 | 151404,00 | 0,016801069 | 939,8 | 110,3 | 0,30 | 110,65 |

Tableau III.18. Frais d'investissement tronçon (SP2- R₁₀₀₀)

| Dextérieur (mm) | Prix de mL (DA) | Longueur (m) | Annuité (%) | Frais d'amortissement |
|--------------------|-----------------|--------------|----------------|--------------------------|
| 125 | 1132,44 | 939,8 | 8,88 | 94506,92 |
| 160 | 1828,3 | 939,8 | 8,88 | 152579,39 |
| 200 | 2892,94 | 939,8 | 8,88 | 241428,11 |
| 250 | 4463,55 | 939,8 | 8,88 | 372502,17 |
| 315 | 6844,5 | 939,8 | 8,88 | 571202,55 |
| 400 | 10904,4 | 939,8 | 8,88 | 910018,41 |
| 500 | 17445,87 | 939,8 | 8,88 | 1455931,82 |

Tableau III.19. Frais d'exploitation tronçon (SP2-R₁₀₀₀)

| Dextérieur (mm) | HMT (mce) | P (KW) | E (KWh) | Frais d'exploitation |
|--------------------|--------------|-----------|------------|-------------------------|
| 125 | 371,62 | 418,18 | 3052693,91 | 13249149,49 |
| 160 | 186,64 | 210,03 | 1533197,62 | 6654307,63 |
| 200 | 135,70 | 152,70 | 1114686,80 | 4837907,90 |
| 250 | 118,80 | 133,68 | 975894,98 | 4235530,59 |
| 315 | 113,05 | 127,22 | 928675,90 | 4030592,73 |
| 400 | 111,20 | 125,13 | 913426,38 | 3964407,48 |
| 500 | 110,65 | 124,51 | 908906,81 | 3944791,88 |

Tableau III.20. Bilan de tronçon (SP2-R₁₀₀₀)

| Dextérieur (mm) | Frais d'amortissement | Frais d'exploitation | Bilan |
|--------------------|--------------------------|-------------------------|-------------|
| 125 | 94506,92 | 13249149,49 | 13343656,41 |
| 160 | 152579,39 | 6654307,63 | 6806887,02 |
| 200 | 241428,11 | 4837907,90 | 5079336,01 |
| 250 | 372502,17 | 4235530,59 | 4608032,76 |
| 315 | 571202,55 | 4030592,73 | 4601795,27 |
| 400 | 910018,41 | 3964407,48 | 4874425,90 |
| 500 | 1455931,82 | 3944791,88 | 5400723,70 |

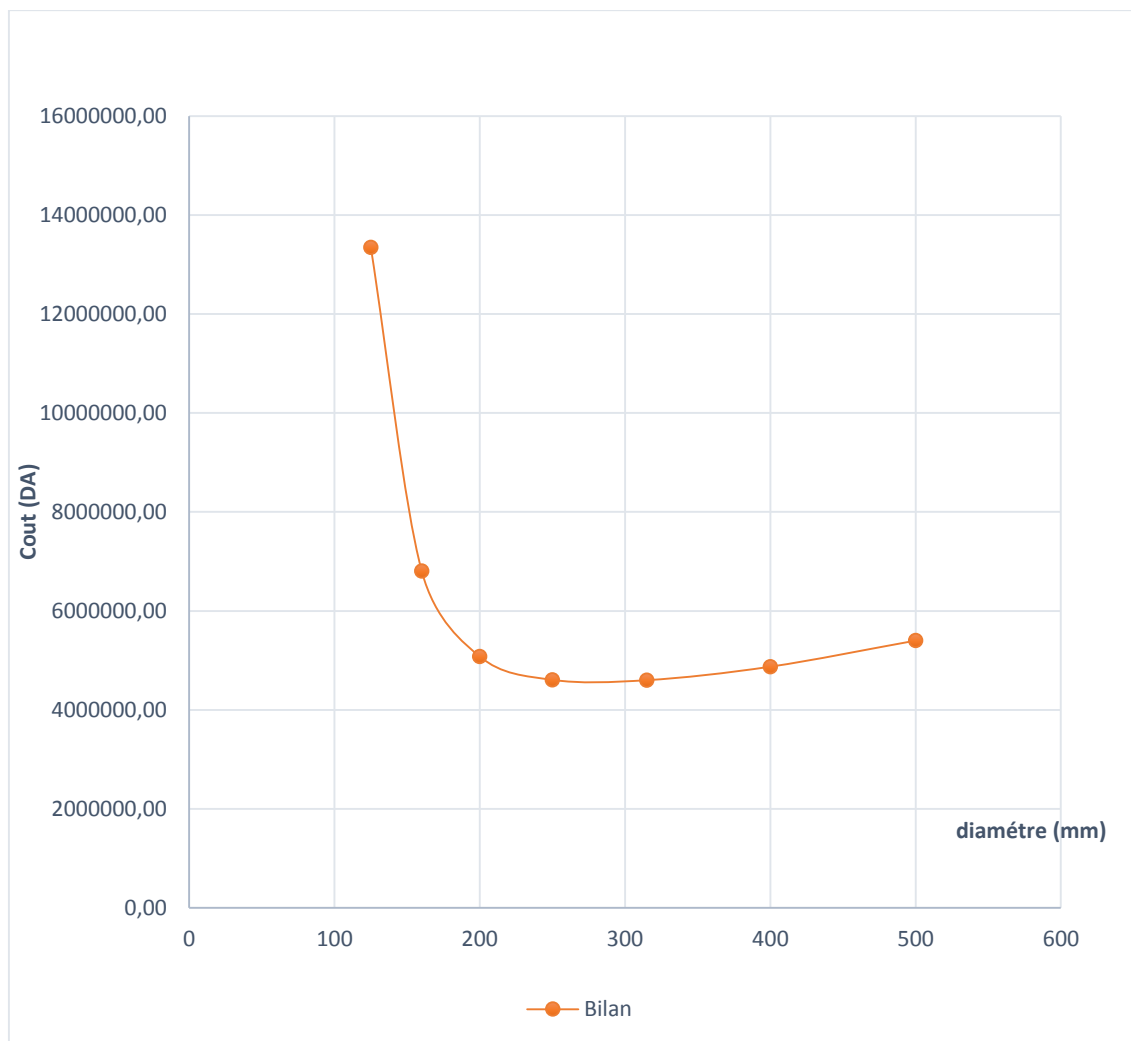


Figure III.7: Bilan total du tronçon SP2-R₁₀₀₀

Nous allons prendre un diamètre de **315 mm** .

III.7. Interprétation des résultats pour les 3 variantes :**III.7.2. Interprétation technique :****Tableau III.21: Comparaison technique entre les variantes retenues.**

| Variante | Vitesse (m/s) | PEHD | Epaisseur (mm) | HMT (mce) | Remarques |
|----------|--|--|------------------------------|---------------------|--|
| 01 | 1.63 | PN20 Φ 250 | 27.9 | 284 | Problème de trouver une pompe convenable Coup de bélier élevé Pression trop élevée Grande perte de charge Le D _{économique} correspond à une HMT n'est pas supportée par la conduite Nécessité des conduites de PN sur command |
| 02 | Tr1-1 1.27 Tr1-2 1.98 Tr2 1.63 | PN10 Φ 250 PN10 Φ 200 PN20 Φ 250 | 14.8 11.9 27.9 | - - 267 | Pression trop élevée dans le 2 ^{ème} tr HMT > PN de la conduite Vitesse élevée Grande perte de charge (refoulement) Le D _{économique} correspond à une HMT n'est pas supportée par la conduite |
| 03 | Tr1-1 1.27 Tr1-2 1.98 Tr2 0.92 Tr3 0.92 | PN10 Φ 250 PN10 Φ 200 PN16 Φ 315 PN16 Φ 315 | 14.8 11.9 28.6 28.6 | - - 95 113 | HMT < PN de la conduite → (sécurité) Bon fourchette de vitesse Valeurs de coup de bélier acceptable & peuvent gérées |

III.7.2. Interprétation économique :

Sans faire l'estimation du coût de la station de pompage pour la première et la deuxième variante, et d'après les frais d'investissement et d'exploitation calculés et l'étude technique réalisé pour les trois variantes, on remarque que la troisième deuxième variante est la plus économique.

Tableau III.22: Comparaison économique entre les variantes retenues.

| Variante | Commentaires | Bilan partiel (DA) | Bilan total (DA) |
|----------|---|--------------------------|----------------------|
| 01 | Refoulement directe 9383 m. PN20 (Φ 400) | 132.851.457,40 | 132.851.457,4 |
| 02 | Gravitaire 1892 m Φ 250+754 m Φ 250PN10 | 5.744.395,8+1.456.335,92 | 102.581.083.7 |
| | Refoulement 6736.5 m Φ 400 PN20 | 95.38.352, 01 | |
| 03 | Gravitaire 1892m(Φ 250)+754m(Φ 250)PN10 | 5.744.395,8+1.456.335,92 | 53.312.128.22 |
| | Refoulement 5797 m (Φ 315) PN16 | 39.677.566,5 | |
| | Refoulement 940 m. (Φ 315) PN16 | 6.433.830,00 | |

Conclusion :

L'étude de l'adduction effectuée pour la commune de Haizer Wilaya de BOUIRA, a été réalisée en se basant sur deux aspects :

- L'aspect technique qui nous a permis de faire une petite synthèse où l'ensemble des paramètres hydrauliques, vitesse, pression et pertes de charge ont été vérifiés.
- L'aspect économique qui nous a permis de déterminer les facteurs influant sur le coût du projet.

Cette étude technico-économique nous a permis de récapituler ce qui suit :

La troisième variante du tracé avec le PEHD **PN10** comme matériau a été adoptée pour le tronçon gravitaire, et le **PN16** pour les deux tronçons de refoulement

- Des diamètres de **250** et **200mm** sur une longueur de 1892 m et 754 m respectivement, (pour la partie gravitaire)
- SP1 vers SP2 avec le diamètre 250 mm sur une longueur de 5797 m .
- SP2 vers Réservoir avec le diamètre 250 mm sur une longueur de 940 m.

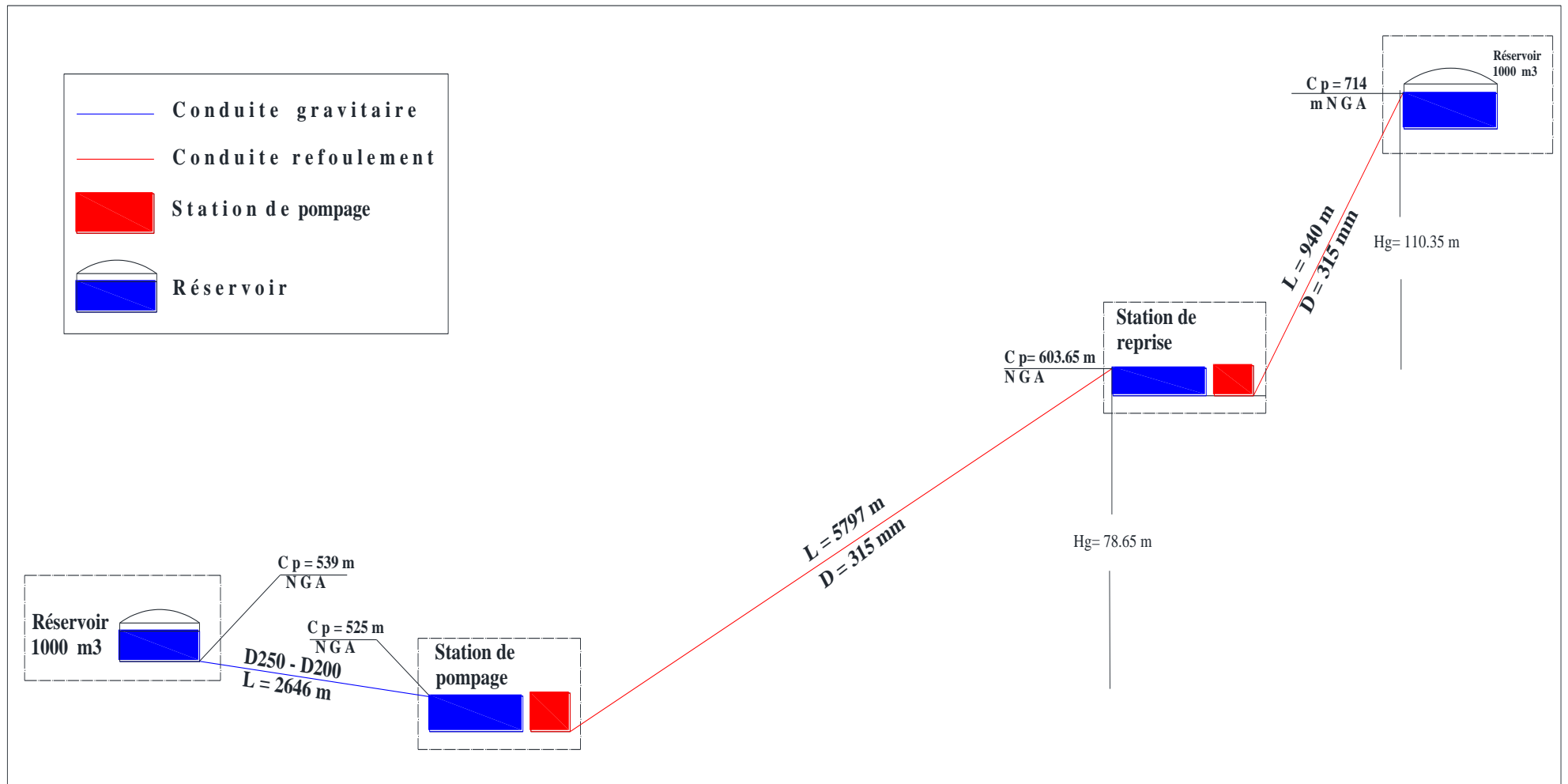


Schéma verticale de la variante choisie (variante N°03)

Chapitre IV

Etude De Stockage

Introduction

Les réservoirs sont des ouvrages hydrotechniques variés nécessitant une étude technique approfondie afin qu'ils puissent remplir à bien, les tâches auxquelles ils sont conçus. Ils servaient de réserve d'eau, cependant leur rôle a sensiblement changé au cours du temps.

IV.1. Le 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.2. Emplacement du réservoir :

Il faut, évidemment que l'emplacement choisi pour édifier le réservoir soit compatible avec l'un des rôles qu'il doit jouer, c'est-à-dire donner aux abonnés une pression suffisante au moment de la pointe.

En conséquence, on doit toujours tenir compte des considérations suivantes :

- Pour des raisons d'économie, il est préférable que le remplissage du réservoir se fasse par gravité, ce qui implique qu'on puisse le placer à un niveau bas par rapport au réservoir tampon.
- L'alimentation du réseau de distribution doit se faire par gravité, le réservoir doit être construit à un niveau supérieur à celui de l'agglomération.
- Lorsque plusieurs réservoirs sont nécessaires, on doit les implanter de préférence soit en extrémité du réseau soit à proximité du centre important de consommation.
- L'emplacement du réservoir doit être aussi choisi de telle façon à pouvoir satisfaire les abonnés avec une pression suffisante.

- La cote du radier doit être supérieure à la plus haute cote piézométrique exigé dans le réseau.

IV.3. Prescriptions sanitaires

- Hormis leurs rôles précédemment cités, les réservoirs doivent répondre aux prescriptions sanitaires ci-après :
- Les ouvrages de stockage doivent être conçus et exploités de manière à éviter une stagnation prolongée de l'eau d'alimentation.
- Les réservoirs doivent être protégés contre toute pollution externe et contre les élévations importantes de température.
- Ils doivent être faciles d'accès et leur installation doit permettre de vérifier en tout temps leur étanchéité.
- Ils doivent être munis d'un dispositif permettant une prise d'échantillon d'eau à l'amont et à l'aval immédiat du réservoir.
- L'ensemble des matériaux constituant les réservoirs ne doit ni se désagréger ni communiquer à l'eau des saveurs ou des odeurs désagréables.
- Après chaque intervention susceptible de contaminer l'eau contenue dans les réservoirs et, de toute façon au moins une fois par an, les réservoirs sont vidés, nettoyés et désinfectés.
- En plus des prescriptions citées ci-avant, les réservoirs à surface libre doivent être fermés par un dispositif amovible à joints étanches.
- Les orifices de ventilation sont protégés contre l'entrée des insectes et des petits animaux par un dispositif approprié (treillage métallique inoxydable à mailles d'un millimètre au maximum).

IV.4. Classification des réservoirs :

On peut classer les réservoirs en plusieurs catégories :

D'après la nature des matériaux de construction, on distingue :

- Les réservoirs en maçonnerie
- Les réservoirs en béton armé ou ordinaire

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

- Enterrées
- Semi-enterrés
- Surélève

D'après leurs formes :

- Circulaires
- Rectangulaires
- Carrés

Selon l'usage :

- Réservoir principal d'accumulation et de stockage. (Réservoir d'eau traité).
- Réservoir terminal.
- Réservoir d'équilibre.
- Réservoir tampon.
- Bâche de reprise.
- Brise charge.

IV.5. Choix du réservoir

Ce sera bien entendu une question d'espèce pour chaque cas. Cependant à chaque fois que cela sera possible Il sera préférable d'avoir recours au réservoir enterré, semi enterré ou au plus en élévation au-dessus du sol avec radier légèrement enterrer

Le choix du réservoir dépend des :

- Conditions topographiques.
- Conditions géotechniques.
- Conditions hydrauliques.
- Conditions économiques.

IV.6. Equipements du réservoir

IV.6.1. Conduite d'arrivée ou d'alimentation

La conduite d'adduction a son débouché dans le réservoir et 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.

Cette conduite peut être installée de plusieurs manières :

a- Par surverse : soit avec chute libre soit en plongeant la conduite de façon à ce que son extrémité soit toujours noyée, le premier cas provoque une oxygénation de l'eau mais il libère facilement le gaz carbonique dissous et par suite il favorise l'entartrage du réservoir et des conduites.

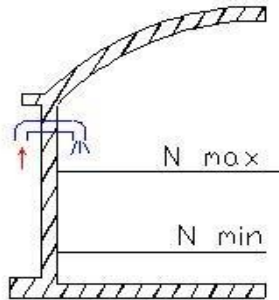


Figure IV.01 : Arrivée par surverse
(Chute libre).

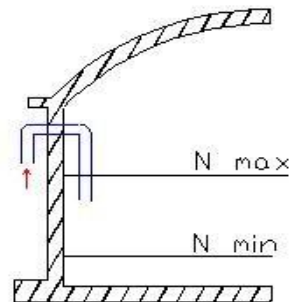


Figure IV.02 : Arrivée par surverse
(Noyée).

b- Par dessous: soit par le bas à travers les parois du réservoir soit par le fond à travers le radier.

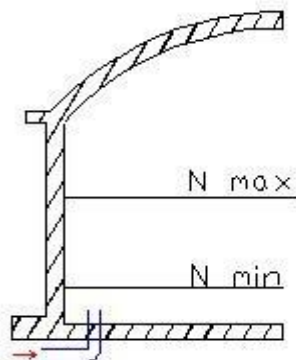


Figure IV.03 : Arrivée par dessous
(Par le fond).

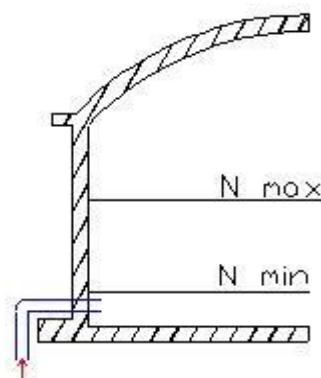


Figure IV.04 : Arrivée par dessous
(Par le bas).

*Pour notre réservoir le choix est l'arrivée par-dessous par le bas.

IV.5.2. Conduite de départ ou de distribution

Le départ de la conduite de distribution s'effectue à 0.15 ou 0.2m au-dessus du radier en vue d'éviter d'introduire dans la distribution des boues ou des sables qui éventuellement pourrait se décompter.

On réserve au minimum 0.5m au-dessus de la génératrice supérieure de la conduite en cas d'abaissement maximal du plan d'eau.

L'extrémité de la conduite est munie d'une grille ou crépine courbée pour éviter le phénomène de vortex.

En cas de rupture de la conduite de distribution et dans l'hypothèse d'un grand réservoir, il faut avoir la possibilité de l'isoler rapidement pour éviter les pertes d'eau en cas de cassure de la conduite de distribution .il pourra être envisagé de rendre automatique la fermeture du robinet en utilisant une vanne-papillon qui se met en marche dès qu'une survitresse se manifesterait dans la conduite.

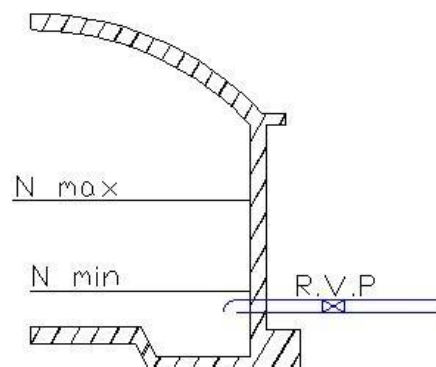


Figure IV.5. Conduite de départ

IV.6.3. Conduite de trop-plein

Cette conduite devra pouvoir évacuer la totalité du débit Q arrivant au réservoir. Elle ne comportera pas de robinet sur son parcours. Sa section transversale sera disposée selon un plan horizontal situé à une distance h au-dessous du niveau maximal susceptible d'être atteint dans la cuve.

La canalisation de trop-plein débouchera à un exutoire, mais on peut craindre par cet exutoire une pollution ou une introduction d'animaux ou de moustiques qui pourraient ainsi pénétrer dans le réservoir, ainsi ménage-t-on un joint hydraulique constitué par un siphon qui maintient en eau le tronçon.

Si le réservoir est compartimenté chaque cuve doit avoir une conduite de trop-plein.

IV.6.4. Conduite de vidange

La conduite de vidange placée au point bas du réservoir permet une décharge complète vers l'égout pour permettre l'inspection et le nettoyage du réservoir, ainsi que d'éventuelles réparations.

Elle part du point bas du réservoir et se raccorde sur la canalisation de trop-plein, Elle comporte un robinet vanne qui doit être nettoyé après chaque vidange pour éviter le dépôt de sable (difficulté de manœuvre).

Un dispositif de clapet de nez doit être installé sur les canalisations de trop-plein et de vidange afin de protéger le réservoir d'éventuelle contamination.

Des détecteurs de niveau peuvent être installés dans le réservoir pour signaler les niveaux critiques, le niveau de débordement et le niveau bas notamment pour la protection des pompes.

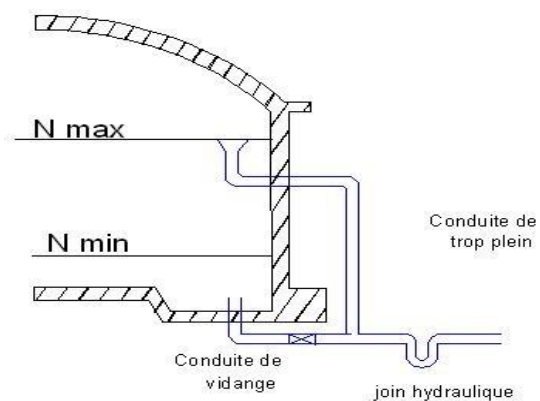


Figure IV.06: Conduite de vidange et de trop plein.

IV.5.5. Conduite by-pass

Cette conduite est utilisée pour relier la conduite de départ et la conduite d'arrivée, elle isole la cuve en cas de nettoyage et de réparation.

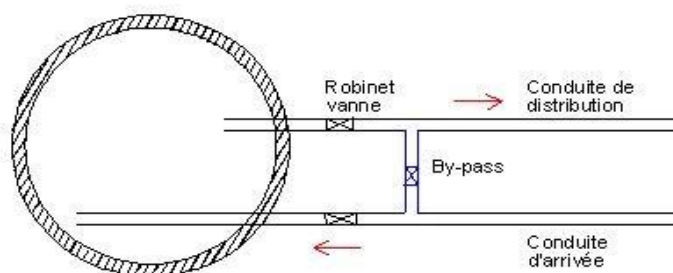
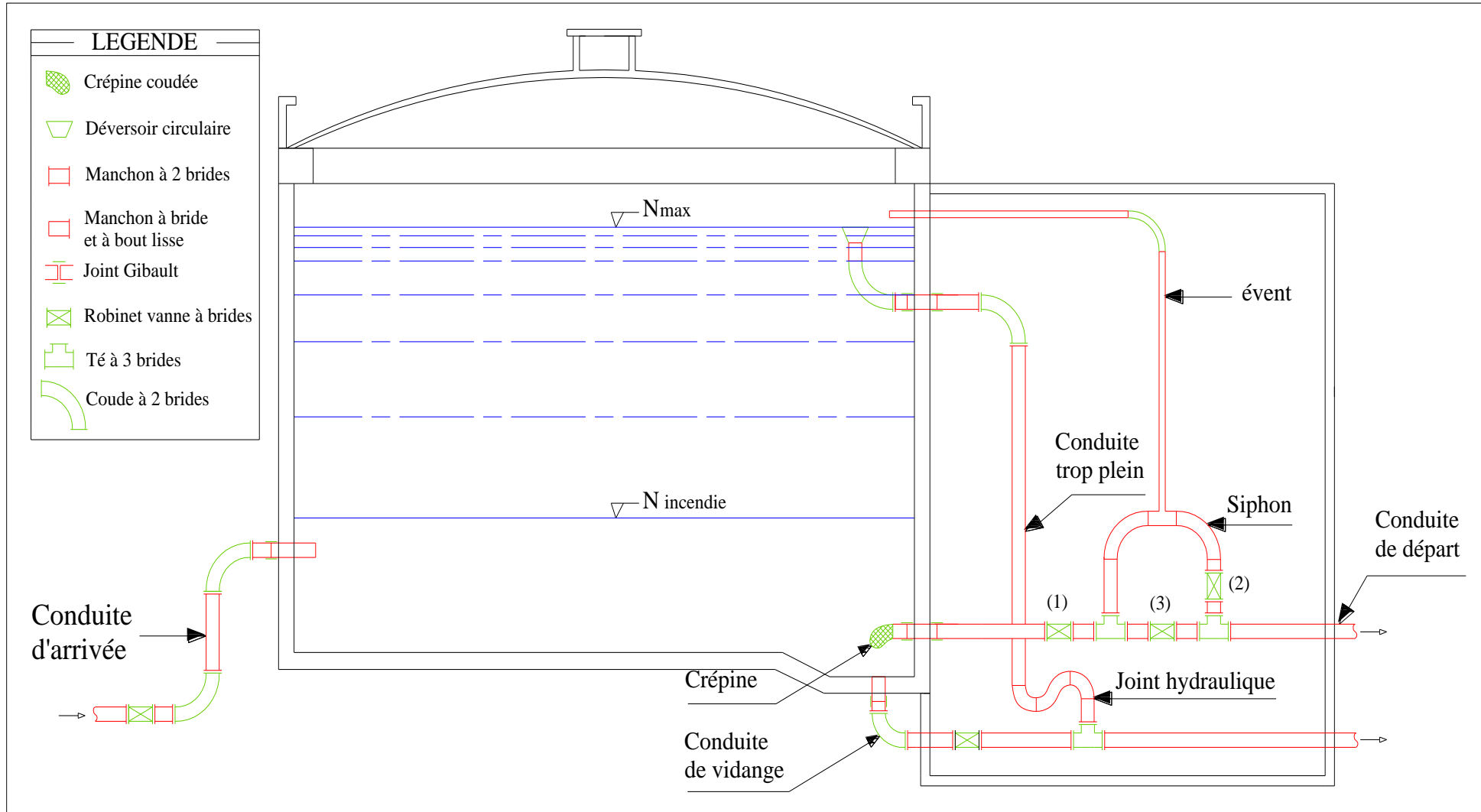


Figure IV.7 : conduite by-pass

Figure IV.8: Equipements des réservoirs



IV.7. Traversée des conduites dans les parois du réservoir :

La traversée des conduites dans les parois de réservoirs doit se faire tout en assurant l'étanchéité des parois et cela peut se faire par deux méthodes

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

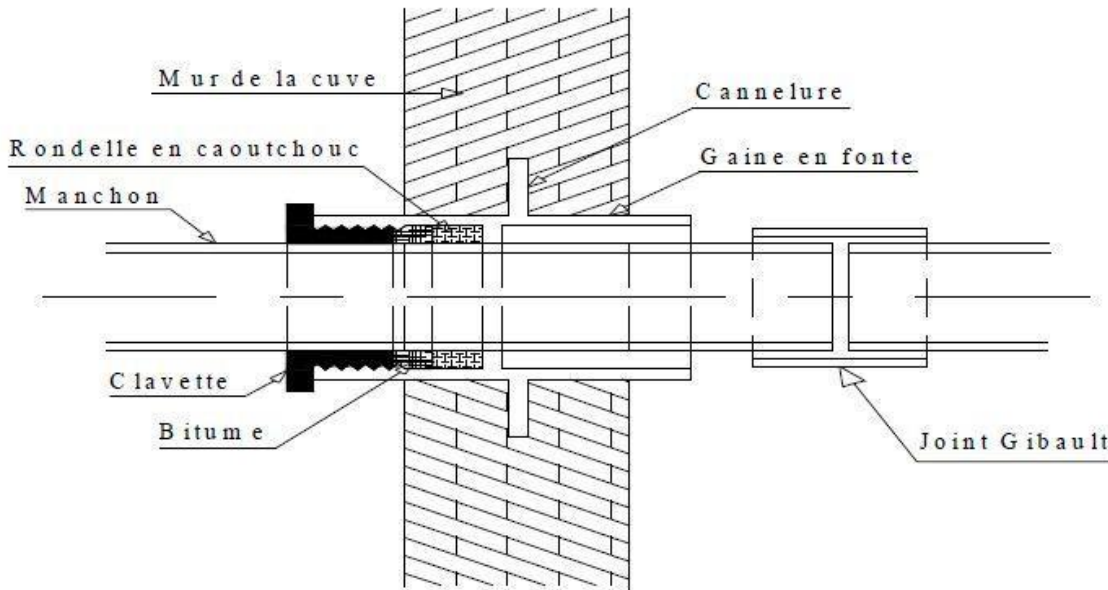


Figure IV.10. Traversée des conduites (Gaine en fonte)

IV.8. Détermination du volume des réservoirs d'alimentation

Dans notre cas, pour calculer la capacité d'un réservoir on doit tenir compte des variations à l'entrée comme à la sortie, du mode d'exploitation des ouvrages situés en amont, et de la variabilité de la demande.

La capacité du réservoir est déterminée en fonction du débit d'apport et celui de sortie augmenté éventuellement de la réserve incendie. Deux méthodes peuvent être appliquées pour la déterminer :

- La méthode analytique
- La méthode graphique

IV.8.1. La méthode analytique

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

$$V_r = \frac{a * Q_{max,j}}{100} \dots\dots\dots(IV.1)$$

a: fraction horaire du débit maximum journalier transitant par le réservoir (%),
 Q_{max,j}: débit maximum journalier (m³/j).

$$V_T = V_r + V_{inc} \dots\dots\dots(IV.2)$$

V_T : capacité totale du réservoir (m³).

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

IV.8.2. Méthode graphique :

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

Donc :

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

Le volume de régulation V_R est calculé selon la formule suivante :

$$V_r = \frac{R_{max} * Q_{max,j}}{100} \dots\dots\dots(IV.3)$$

Dont le volume total sera : $V_t = V_R + V_{inc}$

Pour notre projet et pour déterminer la capacité du réservoir on utilise la méthode analytique pour plus de précision.

IV.9. Réservoir de stockage de HAIZER:

Les réservoirs de stockage du réseau d'adduction constituent les réservoirs de tête des réseaux de distribution de la localité à desservir.

-L'estimation de la capacité totale du réservoir se fait par la méthode analytique.

Tableau IV.1. Evaluation du volume résiduel du réservoir de Haizer

| Heurs | Cons (%) | Refoulement(%) | Surplus (%) | Déficit(%) | Reste dans le réservoir | |
|-------|----------|----------------|-------------|------------|-------------------------|-----------|
| 0-1 | 1,5 | 5 | 3,5 | | 14,5 | 12 |
| 1-2 | 1,5 | 5 | 3,5 | | -11 | 15,5 |
| 2-3 | 1,5 | 5 | 3,5 | | -7,5 | 19 |
| 3-4 | 1,5 | 5 | 3,5 | | -4 | 22,5 |
| 4-5 | 2,5 | 5 | 2,5 | | -1,5 | 25 |
| 5-6 | 3,5 | 5 | 1,5 | | 0 | 26,5 |
| 6-7 | 4,5 | 5 | 0,5 | | 0,5 | 27 |
| 7-8 | 5,5 | 5 | | 0,5 | 0 | 26,5 |
| 8-9 | 6,25 | 5 | | 1,25 | 1,25 | 25,25 |
| 9-10 | 6,25 | 5 | | 1,25 | -2,5 | 24 |
| 10-11 | 6,25 | 5 | | 1,25 | 3,75 | 22,75 |
| 11-12 | 6,25 | 5 | | 1,25 | -5 | 21,5 |
| 12-13 | 5 | 5 | 0 | | -5 | 21,5 |

Suite au tableau IV.1.

| | | | | | | |
|-------|-----|---|-----|-----|-------|------|
| 13-14 | 5 | 5 | 0 | | -5 | 21,5 |
| 14-15 | 5,5 | 5 | | 0,5 | -5,5 | 21 |
| 15-16 | 6 | 5 | | 1 | -6,5 | 20 |
| 16-17 | 6 | 5 | | 1 | -7,5 | 19 |
| 17-18 | 5,5 | 0 | | 5,5 | -13 | 13,5 |
| 18-19 | 5 | 0 | | 5 | -18 | 8,5 |
| 19-20 | 4,5 | 0 | | 4,5 | -22,5 | 4 |
| 20-21 | 4 | 0 | | 4 | -26,5 | 0 |
| 21-22 | 3 | 5 | 2 | | -24,5 | 2 |
| 22-23 | 2 | 5 | 3 | | -21,5 | 5 |
| 23-24 | 1,5 | 5 | 3,5 | | -18 | 8,5 |

Calcul de la capacité du réservoir de HAZER :

Le volume résiduel sera :

$$V_r = \frac{27 * 3475.16}{100} = 938.29 \text{ m}^3$$

La capacité totale sera : $V_t = 938.29 + 120 = 1058.29 \text{ m}^3$

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

IV.10. Dimensionnement de la bache de reprises de la station de pompage :

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

$$V_{\text{bache}} = \frac{Q_{\text{max},j} * t}{T} \quad (\text{IV.4})$$

$Q_{\text{max},j}$: débit maximal journalier total.

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

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

La station de pompage (SP) se situe à 2646 m de réservoir de station de traitement. La bache de reprise elle-même est alimentée par une conduite gravitaire. Le débit entrant à la station de pompage (SP1) est de 36.668 l/s

Alors le volume de la bache de (SP1) est déterminé comme suit :

$$V_{\text{bache}} = \frac{3475.16 * 0.25}{20} = 43.44 \text{ m}^3$$

En choisi un volume normalisé de 50 m^3

Tableau IV.2. Tableau donnant les dimensions des bâches de reprise pour une forme rectangulaire.

| Bâche | Volume (m ³) | L(m) | h (m) | l (m) | S (m ²) |
|-------|--------------------------|------|-------|-------|---------------------|
| SP 1 | 50 | 5 | 2.5 | 4 | 20 |
| SP 2 | 50 | 5 | 2.5 | 4 | 20 |

IV.11. Hygiène et sécurité des réservoirs : [6]

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

CONCLUSION

Dans ce chapitre, on a déterminé la capacité et les dimensionnements de différents ouvrages hydrauliques comme le réservoir d'alimentation et les bâches de reprises pour les stations de pompage pour satisfaire les besoins en eau des agglomérations et assurer le bon fonctionnement de l'adduction et des stations de pompage.

On opte pour un réservoir de capacité de 1500 m³.

Chapitre V

Etude 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 des sept stations de pompage projetées le long de l'adduction, et d'appliquer les modes de réglage adéquats si est nécessaire.

V.1. Définition :

Une pompe est un dispositif permettant d'aspirer et de refouler un fluide, ce sont des machines permettant l'élévation de l'eau d'un point bas vers un point plus haut et ceci grâce à la transformation de l'énergie électrique en énergie hydraulique, elles sont construites pour assurer un débit Q à élever à une hauteur H . Elles transmettent au courant liquide qui les traverse une puissance. L'énergie reçue par le liquide lui permet de s'élever d'une zone de basse pression vers une zone de haute pression.

V.2. Type de pompe :

Il existe une multitude de types de pompes, leur choix est tributaire du débit à refouler et de la hauteur manométrique totale d'élévation, ce choix se fait à l'aide de catalogue formalisés ou numérisés donnant le type de pompe pouvant assurer le débit et la hauteur manométrique totale d'élévation a nous donc de choisir celle offrant un meilleur rendement. Nous dénombrons trois (03) grandes familles de pompes :

- Les pompes centrifuges.
- Les pompes volumétriques.
- Les turbopompes.

Notre cas se portera sur les pompes centrifuges parce qu'elles ont :

- Un bon rendement.
- La simplicité de leur installation et leur fonctionnement.
- Un Coût réduit.
- Leur couplage peut se faire en série ou en parallèle.
- Ne nécessitent qu'une légère maintenance et un entretien très simple.

V.2.1. Les pompes centrifuges :

Elles sont munies d'une turbine ou rotor, immergé dans le liquide. Le liquide pénètre dans la pompe par un orifice situé à proximité de l'axe du rotor. Ce dernier, chasse le liquide sous haute pression vers les extrémités des aubes fixes. Le rotor donne une vitesse relativement importante au liquide. Cette énergie cinétique est convertie en force de pression dans la partie fixe de la pompe ou diffuseur. Dans les pompes à haute pression, de nombreux rotors peuvent être montés en séries. Le rotor doit être amorcé avant de pouvoir fonctionner : il doit être rempli de liquide lorsque la pompe est lancée. Nous pouvons réaliser cela en plaçant un clapet de retenue dans le tuyau d'aspiration.

Ce clapet retient le liquide dans la pompe lorsque le rotor est à l'arrêt. S'il n'y a pas de clapet, la pompe doit être amorcée par un apport extérieur du liquide, par décharge à partir d'un réservoir. Une pompe centrifuge est souvent munie d'une valve placée dans le tuyau d'évacuation pour contrôler le débit et la pression.

V.3. Disposition et installation d'une pompe centrifuge

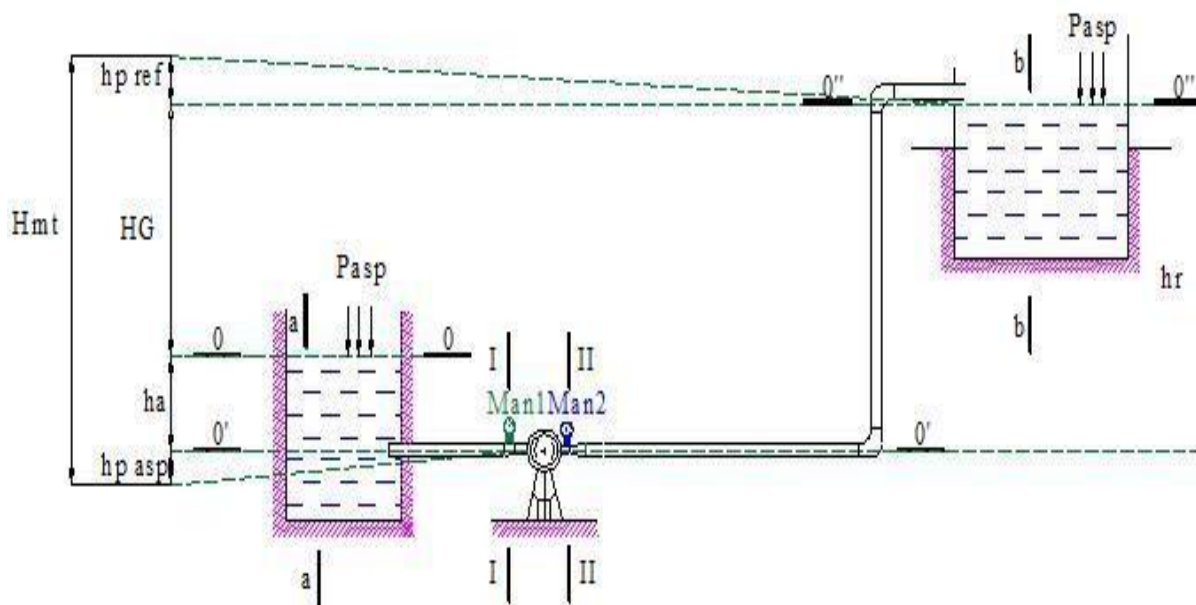
Le schéma d'installation d'une pompe centrifuge dépend de la ressource et des Caractéristiques du site où elle est installée. Mais les cas les plus existants, se rattachent à l'une des trois dispositions ci-après :

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

V.3.1. Pompe installée en charge

C'est la disposition la plus souhaitable si elle est possible, le plan d'eau d'aspiration est supérieur de l'axe de la pompe, pour calculer les pressions d'aspiration et de refoulement nous installerons deux manomètres une à l'aspiration et l'autre au refoulement, nous pouvons utiliser ce type de disposition dans les stations de pompage en aval d'un barrage, dans les stations de reprise en aval d'un réservoir etc. l'amorçage des pompes est sans problème, c'est-à-dire que l'eau entre spontanément dans la pompe sans difficulté.

Figure V.1: Schéma d'une pompe centrifuge installée en charge



V.3.2. Pompe installée en aspiration

Dans cette disposition, le plan d'eau d'aspiration est inférieur de l'axe de la pompe, pour calculer les pressions d'aspiration et de refoulement, nous installerons un vacuomètre à l'aspiration et un manomètre au refoulement, un dispositif d'amorçage est nécessaire (ballon et pompe à vide), les pompes doivent avoir une faible NPSHr. Nous pouvons utiliser ce type de disposition dans les puits, dans les rivières etc.

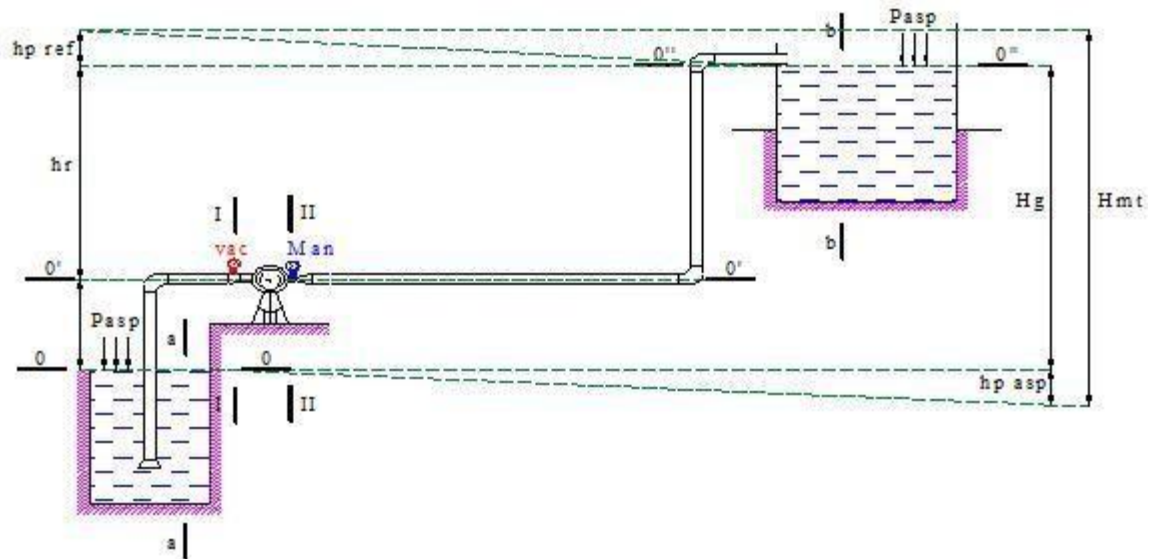


Figure V.2: Schéma d'une pompe centrifuge installée en aspiration

V.4.Choix du type de pompe :

Les critères de choix du type de pompe sont :

- Assurer le débit appelé (Q_{app}) et la hauteur manométrique totale appelée ;
- Meilleur rendement ;
- Encombrement et poids les plus faibles;
- Anti cavitationnelle ;
- Vitesse de rotation la plus élevée ;
- Puissance absorbée minimale ;
- Etre fabriquée en série ;
- Doit reprendre à la construction du bâtiment la plus économique.

Pour le choix du type de pompe dans notre projet, on utilise un logiciel nommé **CAPRARI**, il nous permet de déterminer avec précision les caractéristiques de différentes pompes en fonction du débit et de la hauteur manométrique voulue.

V.5.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-6-Choix du nombre de pompes :

Les critères de choix du nombre de pompes sont :

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

V.7. Couplage des pompes

Dans le cas où la pompe placée dans la station de pompage ne fournit pas le débit et la charge nécessaire pour l'élévation d'eau au point voulu, nous ferons appel au couplage des pompes.

Le couplage des pompes se fait soit en série dans le cas où la charge fournie par une seule pompe est insuffisante, ou en parallèle dans le cas où le débit fourni par une seule pompe est insuffisant.

V.7.1. Couplage en parallèle

- Chaque conduite de refoulement abouti à un collecteur général commun.
- Le débit du collecteur commun sera composé de la somme des débits de chaque pompe.
- Ce type de couplage est utilisé pour refouler un débit variable à une hauteur constante.

V.7.2. Couplage en série

- Le refoulement de la première pompe débouche dans l'aspiration de la seconde.
- Le même débit traverse les deux pompes et les hauteurs d'élévation produites par chaque groupe s'ajoutent.
- Ce type de couplage est utilisé pour refouler un débit sensiblement constant à une hauteur importante.

V.8. Courbes caractéristiques des pompes

Pour chaque groupe des pompes choisies, nous distinguons les courbes caractéristiques suivantes : [H-Q], [Pabs-Q], [η_p -Q], [(NPSH)_r-Q]

V.9. Courbe caractéristique d'une conduite de refoulement :

Nous appelons par courbe caractéristique d'une conduite la courbe qui représente pour une canalisation de diamètre D et de longueur L, les variations de la perte de charge total en fonction du débit. Cette courbe est donnée par la formule :

$$H_c = H_g + RQ^2 \dots (V.1)$$

Avec :

H_g : Hauteur géométrique (m) ;

R : Résistance de la conduite (s².m⁻⁵) elle est donnée par :

$$R = \frac{8 \times \lambda \times L}{g \times \pi^2 \times D^5} \quad (V.2)$$

Avec :

λ : Coefficient de perte de charge.

L: Longueur de la conduite (m).

g: Accélération de la pesanteur ($9,81 \text{ m}^2.\text{s}^{-1}$)

D: Diamètre de la conduite (m).

V.10. Points de fonctionnement des pompes :

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

La courbe caractéristique de la pompe est donnée par le constructeur ou par les essais de pompage tandis que la courbe caractéristique de la conduite est déterminée par l'installateur de la pompe.

La pompe fonctionnera dans de bonnes conditions si le point de fonctionnement se trouve dans la zone non cavitationnelle et le débit lui correspondant dans plage de bon fonctionnement pour un rendement optimal.

➤ Courbe caractéristique de la conduite :

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

$$H_c = H_g + \Delta h_t \quad (\text{V-3})$$

Avec :

H_g : hauteur géométrique (m) ;

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

$$\Delta h_t = 1,1 * \Delta h_p^{lin} \quad (\text{V-4})$$

Avec :

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

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

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 (m^3/s) ;

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

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

V.11. Les modes de réglage pour un régime de fonctionnement

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

V.11.1. Débit disponible (point de fonctionnement) > Débit appelé

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

- **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.
- **Réglage quantitatif** : appelé aussi vannage, c'est la fermeture partielle du robinet vanne de refoulement.

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

$$\eta_{inst}[\mathbf{ap, van}] = \eta_{inst}[\mathbf{av, van}] * \frac{H_{app}}{H_{app} + h_v} \quad (\text{V-6})$$

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

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

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

h_v : Différence entre la hauteur H'_c et la hauteur appelée

$$h_v = H'_c - HMT \quad (\text{V-7})$$

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

- **Augmentation des pertes de charge dans les conduites de refoulement** :

En augmentant les singularités (des diffuseurs ou bien des rétrécissements brusques, les coudes...)

- **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 :

$$t' = \frac{Q_d}{Q_A} * t \quad (\text{V-8})$$

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 (m³/h).

- **Changement du type de la pompe** : si cela est possible.
- **Rognage** : C'est la diminution du diamètre extérieur de la roue, en gardant la même vitesse de rotation, et la même distance entre les deux flasques. Cette méthode est déconseillée pour les pompes multicellulaires

On utilisant les lois de similitude, on obtient l'équation de la droite de rognage :

$$H = \frac{H_{app}}{Q_{app}} * Q \quad (\text{V-9})$$

Q_{app} : débit demandé ou débit appelé ;

H_{app} : hauteur manométrique totale appelé (m).

Après le rognage, le diamètre extérieur de la roue répond à l'équation suivante :

$$d = \phi * \sqrt{\frac{Q_{app}}{Q_{M1}}} \quad (\text{V-10})$$

Q_{M1} : débit correspondant au point d'intersection entre la courbe de la pompe et la droite de rognage ;

ϕ : diamètre extérieur de la roue avant le rognage;

d : diamètre extérieur de la roue après le rognage (mm).

***Rendement de rognage**

$$R = (1-m)*100 \quad (V-11)$$

R : rendement de rognage (%) ;

m : coefficient de rognage ;

$$m = \sqrt{\frac{Q_{app}}{Q_{M1}}} \quad (V-12)$$

Remarque : Si le rendement de rognage est **inférieur à 15%** alors le rognage est efficace.

V.11.2. Débit disponible < Débit appelé

Dans ce cas-là, il faut faire un réglage soit :

- **Qualitatif** : augmentation de la vitesse de rotation de la pompe.
- **Couplage des pompes** : En définitif, les différents modes de réglage sont étudiés afin d'opter pour le mode Occasionnant la chute de rendement la plus faible et la puissance absorbée la plus faible.
- **Changement de type de pompe.**

V.12. Etude de la cavitation :

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

Afin d'éviter le phénomène de cavitation, 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.

$$(NPSH)_d = (NPSH)_r + r \quad (V-13)$$

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

On prend : $r = 0,3$ m.

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

Dans notre cas, on a à faire à des installations en charge au niveau de chaque station de pompage, alors la hauteur d'aspiration admissible est régie par la relation suivante :

$$h_{asp}^{adm} = (NPSH)_r + r - P_{at} + T_v + \frac{V_a^2}{2 * g} + \Delta h_{asp} \quad (V-14)$$

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

P_{at} : pression atmosphérique (m.c.e) ;

$$P_{at} = 10,33 - 0,00139 * H \quad (V-15)$$

Avec : H : altitude de la station.

T_v : tension de vapeur d'eau (m.c.e) ;

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

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

$$\Delta h_{asp} = (1,10 - 1,15) * \Delta h_{asp}^{lin} \quad (V-16)$$

Δh_{asp}^{lin} : perte de charge linéaire à l'aspiration (m), elle sera estimée pour le collecteur et la conduite d'aspiration moyennant la formule

V.13. Calage de la pompe :

Le calage de la pompe est de déterminer la côte exacte de l'axe de la pompe par rapport à niveau du plan d'eau d'aspiration pour qu'elle fonctionne sans le moindre risque de cavitation.

$$\text{Pour les installations en charge : } \nabla_{axe} = \nabla_{min} - h_{asp}^{adm} + r \quad (V-17)$$

∇_{axe} : niveau de l'axe de la pompe (mNGA) ;

∇_{min} : niveau minimal du plan d'eau d'aspiration (mNGA) ;

$$\nabla_{min} = C_p - h + h_{inc} \quad (V-18)$$

C_p : côte du plan d'eau dans le réservoir (mNGA) ;

h : hauteur d'eau dans le réservoir (m) ;

h_{inc} : hauteur d'incendie dans le réservoir (m).

r : marge de sécurité, $r = (0,1 - 0,3)$ m.

V.14.2. Vitesse de rotation :

La vitesse de rotation du moteur est donnée comme suit :

$$N_m = N_p \pm 200 \text{ tr/mn} \quad (V-19)$$

Où:

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

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

V.14.3 Puissance fournie par le moteur :

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

$$P_m = \frac{\varpi * Q_{app} * HMT * K}{\eta_p} \quad (V-20)$$

Où :

P_m : puissance du moteur (watt) ;

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

Q_{app} : débit refoulé par une pompe ;

HMT : hauteur manométrique totale minimum ;

η_p : rendement de la pompe ;

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

V.15 choix des pompes pour les deux Stations de pompages :

V.15.1. Station de pompage N°01:

Tableau V.3 :les caractéristiques des station de pompage N°1

| N | Type de Pompe | Q totale (l/s) | HMT (mce) | η (%) | Vitesse (tr/min) | P_{abs} (KW) | (NPSH) _r (m) |
|---|----------------|----------------|-----------|------------|------------------|----------------|-------------------------|
| 1 | Pompe A | 48.3 | 95.6 | 73.2 | 2900 | 75 | 3.17 |
| 1 | Pompe B | 48.3 | 92.7 | 75 | 1450 | 75 | 2.18 |
| 2 | Pompe C | 48.3 | 98 | 72.8 | 1450 | 55*2 | 4.57 |
| 2 | Pompe D | 48.3 | 95.6 | 71.4 | 2900 | 37*2 | 3.38 |
| 2 | Pompe E | 48.3 | 93.5 | 71.6 | 2900 | 45*2 | 3.2 |
| 3 | Pompe F | 48.3 | 96.2 | 75 | 1450 | 22*3 | 1.91 |
| 3 | Pompe G | 48.3 | 96.3 | 70.9 | 2900 | 30*3 | 2.7 |

Pour cette station de pompage nous allons prendre une pompe de type A et ce parce qu'elle présente les meilleurs caractéristiques en ce qui concerne le rendement le $NPSH_r$ ainsi que la puissance.

Remarque : On opte pour un nombre de pompe d'une (01) en plus un (01) pompe de secours. Ces deux (02) pompes sont identiques de type A.

V.15.1.1 Description de la pompe :

Type A Pompe

- 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)

Données techniques / Caractéristiques

- Q : 48,71 l/s
- H : 95,6 m
- n. poles : 2
- Fréquence : 50 Hz
- Monophasé / Triphasé : 3~
- Puissance moteur P2 : 75 kW
- Tension : 400 V
- Diamètre refoulement : DN 100 (UNI PN40)
- Raccord d'aspiration : DN125 (UNI PN25)

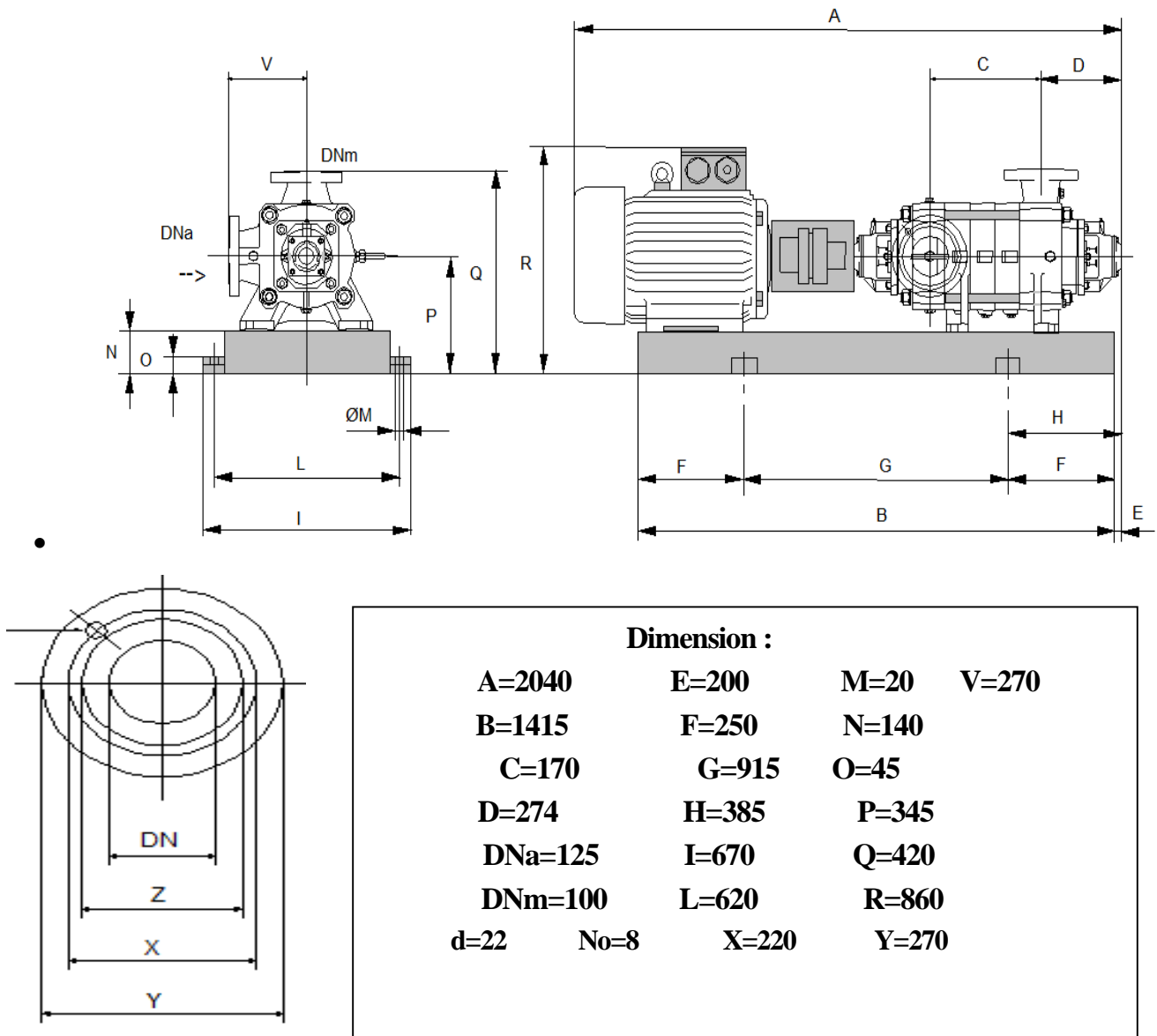
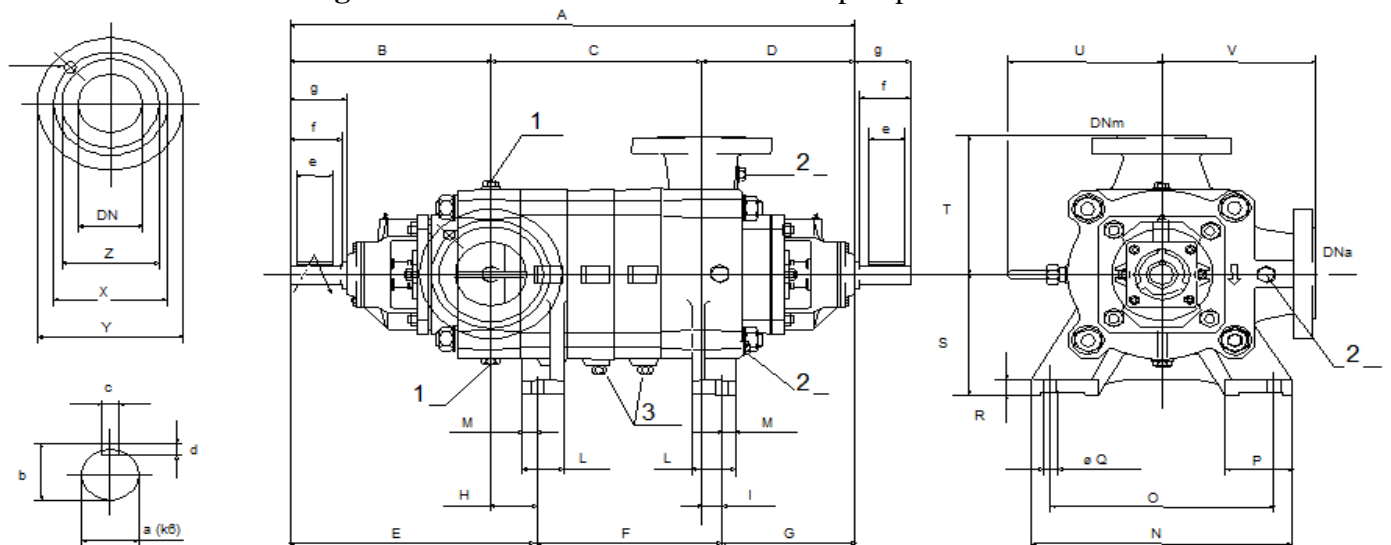


Figure V.3 : Schéma et dimensions de la pompe A



| | | | | |
|---------|-----------|---------|---------|-----------|
| a = 35 | d_d = 22 | g = 104 | No = 8 | V = 270 |
| A = 828 | d_s = 22 | G = 260 | O = 400 | X_d = 190 |
| B = 365 | DNa = 125 | H = 54 | P = 117 | X_s = 220 |
| b = 38 | DNm = 100 | I = 33 | Q = 24 | Y_d = 250 |
| c = 10 | E = 419 | L = 85 | R = 30 | Y_s = 270 |
| C = 170 | e = 70 | M = 32 | S = 225 | Z_d = 160 |
| D = 293 | F = 149 | N = 460 | T = 270 | Z_s = 188 |
| d = 8 | f = 90 | No = 8 | U = 275 | |

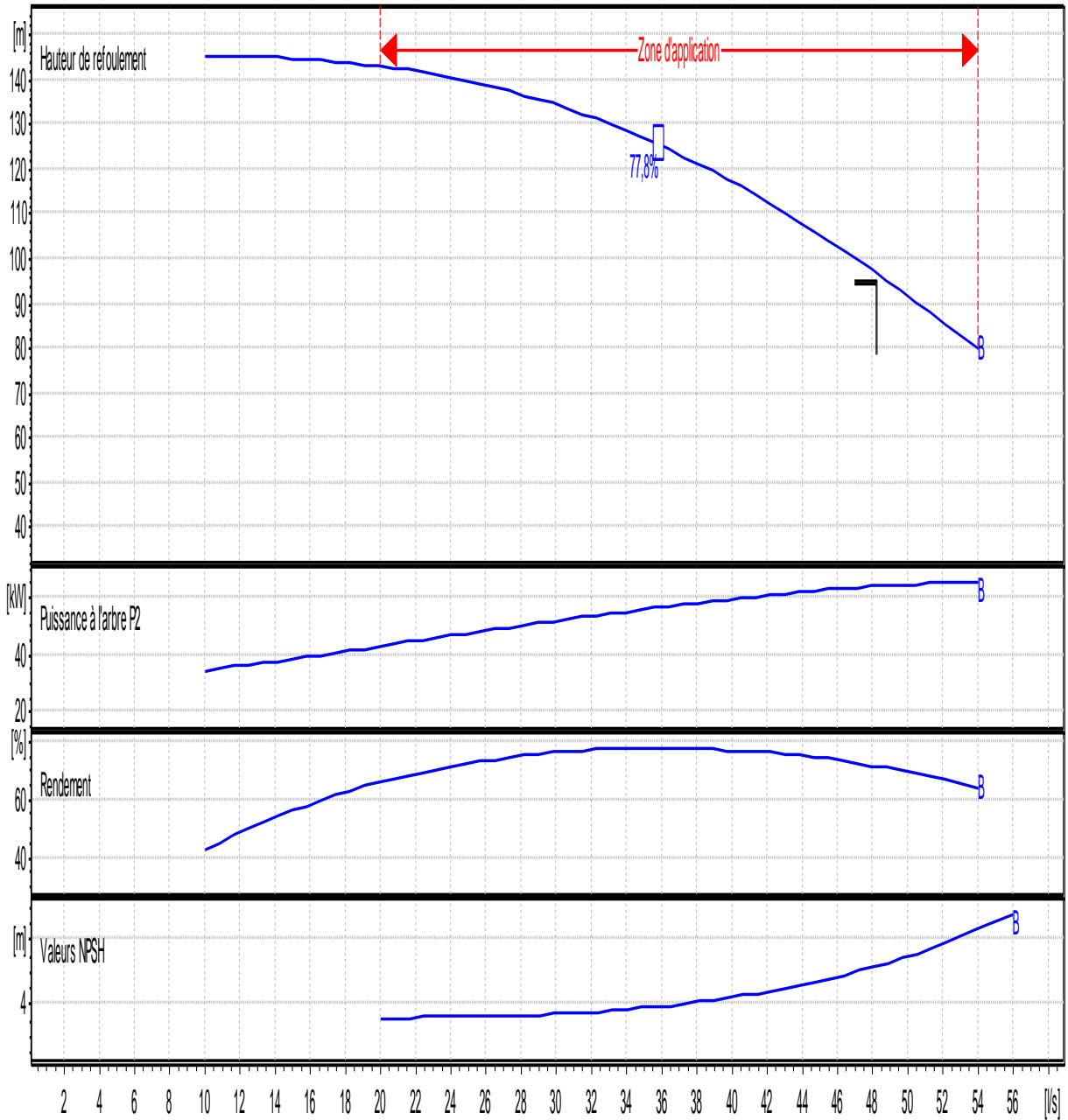


Figure V.4: Courbes caractéristiques de la pompe (SP1) de type A.

V.15.1.2 Courbe caractéristique de la conduite :

Tableau V.4. Courbe caractéristique de la conduite de refoulement

| N° | Q (m ³ /h) | Hg (m) | Lref (m) | Dec (mm) | Dint (mm) | λ | R (m) | Hc (m) |
|----|--------------------------|-----------|-------------|-------------|--------------|-------------|-------------|-----------|
| 1 | 0 | 78,65 | 5796,7 | 315 | 257,8 | ----- | ----- | 78,65 |
| 2 | 0,005 | 78,65 | 5796,7 | 315 | 257,8 | 0,024735462 | 11448,90833 | 78,94 |
| 3 | 0,01 | 78,65 | 5796,7 | 315 | 257,8 | 0,021156352 | 9792,302831 | 79,63 |
| 4 | 0,015 | 78,65 | 5796,7 | 315 | 257,8 | 0,019429645 | 8993,089534 | 80,67 |
| 5 | 0,02 | 78,65 | 5796,7 | 315 | 257,8 | 0,018343075 | 8490,166228 | 82,05 |
| 6 | 0,025 | 78,65 | 5796,7 | 315 | 257,8 | 0,017571876 | 8133,213661 | 83,73 |
| 7 | 0,03 | 78,65 | 5796,7 | 315 | 257,8 | 0,016985067 | 7861,606749 | 85,73 |
| 8 | 0,035 | 78,65 | 5796,7 | 315 | 257,8 | 0,016517761 | 7645,312283 | 88,02 |
| 9 | 0,04 | 78,65 | 5796,7 | 315 | 257,8 | 0,016133453 | 7467,433775 | 90,60 |
| 10 | 0,045 | 78,65 | 5796,7 | 315 | 257,8 | 0,015809738 | 7317,600982 | 93,47 |
| 11 | 0,04827 | 78,65 | 5796,7 | 315 | 257,8 | 0,01563828 | 7238,240956 | 95,51 |
| 12 | 0,055 | 78,65 | 5796,7 | 315 | 257,8 | 0,015290036 | 7077,054816 | 100,06 |
| 13 | 0,06 | 78,65 | 5796,7 | 315 | 257,8 | 0,015076786 | 6978,351194 | 103,77 |

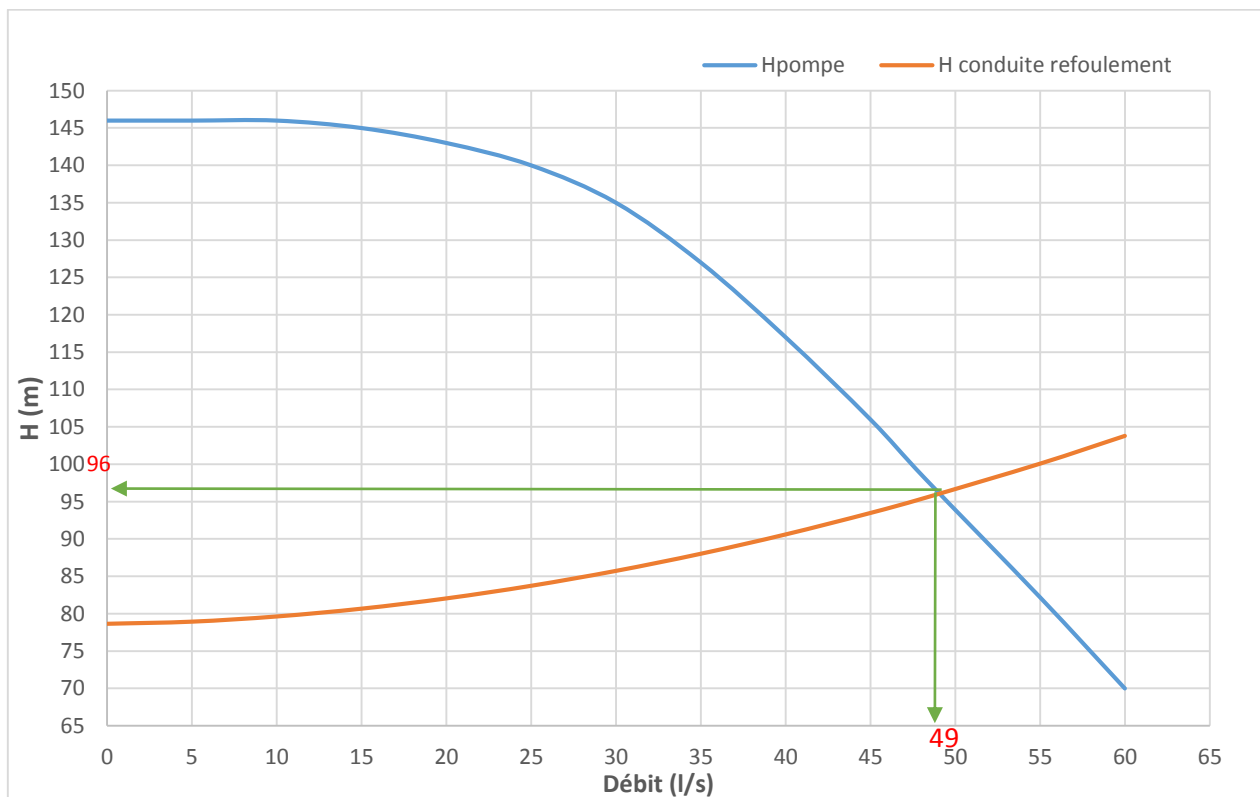


Figure V.5. point de fonctionnement de pompe de SP1 :

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

- Hp=96m HMT =95.3 mce
- Qp=49l/s Qapp=48.26 l/s

la hauteur manométrique correspondant au point de fonctionnement est supérieure la hauteur appelé de 70 cm , et le débit correspond au point de fonctionnement est supérieure au débit applé d'un pourcentage de 1.4% .

dés que cette valeur ne dépasse pas la 10% réglage n'est nécessaire.

Caractéristiques du moteur :

Les caractéristiques du moteur sont données directement par le catalogue Caprari et elles sont comme suit :

| | |
|-------------------------|-------------|
| ➤ Fréquence | 50HZ |
| ➤ Tension nominale | 400V |
| ➤ Vitesse nominale | 2950 tr/min |
| ➤ Nombre de pôles | 2 |
| ➤ Puissance nominale P2 | 90 Kw |
| ➤ Type de moteur | 3~ |
| ➤ Courant nominal | -A |
| ➤ Classe d'isolation | F |
| ➤ Degré de protection | IP 55 |

V.15.1.4 Dimensionnement des équipements des pompes :

V.15.1.4.1 Conduite d'aspiration :

Da > (1,2-1,5) da

da : diamètre de la tubulure d'aspiration ; d'après logiciel (CAPRARI) égale à 100 mm.

Nous prendrons 1.5 comme facteur de multiplication ce qui donne :

$$Da = 1,5 * 100 = 150 \text{ mm.}$$

Le diamètre normalisé sera égal à 200mm.

a) Vérification de la vitesse :

$$Va = \frac{4Q}{\pi x D^2} = \frac{4x0.0483}{\pi x 0.2578^2} = 0.92 \text{ m/s} \quad * \text{ La condition de la vitesse d'écoulement est vérifiée.}$$

b) vérification de la condition de non cavitation :

$$h_{adm}^{asp} = Pat - (NPSH)_r - r - Tv - \Delta H_{asp} - \frac{V_{asp}^2}{2g}$$

Nous avons une charge nette d'aspiration (NPSH)_r de 3.17 m. La station de pompage 2 sera implanté a la cote 425 m ce qui donne une pression atmosphérique de :

$$Patm = 10,33 - 0,00139 \times H = 10,33 - 0,00139 * 425 = 9.602$$

$$\Delta H_{asp}^L = \frac{8 \times l \times L \times Q^2}{g \times \pi \times D^5} = \frac{8 \times 2.67 \times 0.01562379 \times 0.04426^2}{g \times \pi \times 0.2046^5} = 0.01m$$

$$\Delta H_{asp}^T = 1.1 \times 0.00905 = 0.011m$$

Avec :

$$(NPSH)_r = 3.17m \quad T^\circ = 25^\circ C \Rightarrow Tv = 0,216 \text{ mce. } r = 0.5$$

$$h_{adm}^{asp} = 9,602 - 3.17 - 0,5 - 0,216 - 0,02 - \frac{0.92^2}{2 * 9.81} = 5.661m$$

$$(NPSH)_{disponible} = 9.602 - 0.216 - 0.011 - 5.661 = 3.71 > 3.17$$

(NPSH)_{disponible} > (NPSH)_{requis} ⇒ Notre pompe est loin du risque de cavitation..

V.15.1.5. Calage de la pompe :

Le niveau minimum du plan d'aspiration :

$$\nabla_{axe} = \nabla_{\min} + h_{asp}^{adm} - S$$

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

S : marge de sécurité, r = (0,1 – 0,3) m. on prend S=0.3m

$$\nabla_{\min} = 525 - 3 + 0.3 \Rightarrow \nabla_{\min} = 522.3 \text{ m}$$

La cote de l'axe de la pompe :

$$\nabla_{\max} = 522.3 + 5.661 - 0.3 = 527.66 \text{ m}$$

$$\Rightarrow \nabla_{axe} = 526.00 \text{ m}$$

Remarque :

Puisque l'installation et en aspiration on prévoit une conduite By-pass entre l'ouverture d'amorçage et la sortie de la pompe pour garantir l'amorçage de cette dernière.

V.15.1.6 Equipements en amont :

a) hauteur de butée :

Y étant la distance entre la génératrice inférieure de la conduite d'aspiration et la surface du sol tel que: $y = 0,3\text{m}$ pour $Da \leq 500 \text{ mm}$ $Y = 1\text{m}$ pour $Da \geq 500 \text{ mm}$

Comme $Da = 315 \text{ mm} \leq 500 \text{ mm}$, nous aurons $y = 0.3 \text{ m}$

b) Longueur du convergent

$$l_{con} = (3,5 - 4) (Da - da) \dots \dots \dots (V.19)$$

$$\text{Prenons: } l_c = 3.5 (Da - da) = 3.5 * (315 - 125) = \mathbf{665\text{mm}}$$

c) Dimension du tronçon:

$$l_{tr} = 2.Da \dots \dots \dots (V.20)$$

Nous aurons :

$$l_{tr \text{ asp}} = 2 * 315 = 630 \text{ mm}$$

V.15.5. Equipements en aval :

Comme pour l'amont nous aurons :

$$l_{tr} \geq 2 D_r \dots \dots \dots (V.21)$$

$$l_{tr} = 2 * 315 = 630 \text{ mm}$$

$$d_v = 2 D_r \dots \dots \dots (V.22)$$

$$d_v = 0,25 * 315 = 78.75 \text{ mm}$$

$$l_{div} (3,5 - 4) (D_r - d_r) \dots \dots \dots (V.23)$$

$$l_{div} 3,5 * (315 - 150) = 577.5 \text{ mm}$$

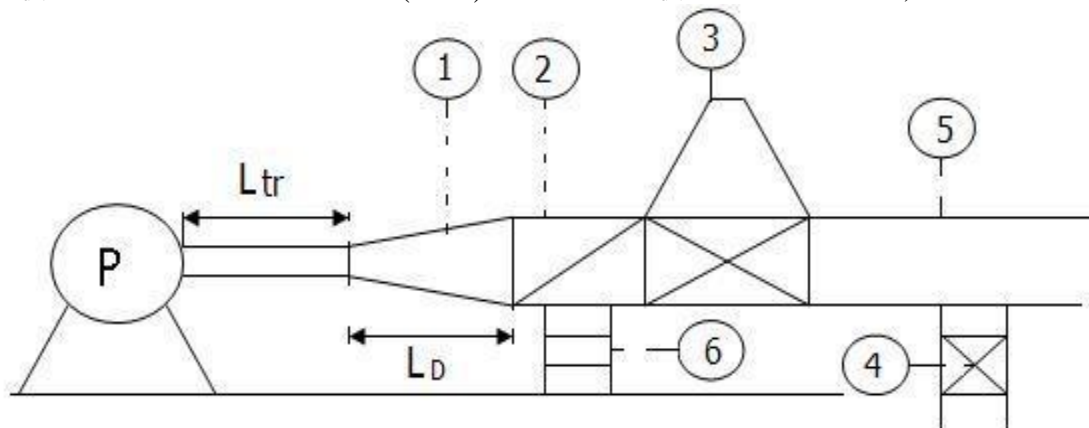


Figure V.6. Équipement en amont :

- | | | |
|--------------------|----------------------------|-------------|
| 1. Le divergent | 2. Tronçon | 3. Ventouse |
| 4. Vidange de fond | 5. Conduite de refoulement | 6. Butée |

V.15.2. Station de pompage N°02:**Tableau V.5:** Caractéristiques des pompes de la station (SP2) : [9]

| N | Type de pompe | Q totale (l/s) | HMT (mce) | η (%) | Vitesse (tr/min) | P _{abs} (KW) | (NPSH) _r (m) |
|---|----------------|----------------|-----------|------------|------------------|-----------------------|-------------------------|
| 1 | Pompe A | 48.3 | 115 | 77.4 | 1450 | 110 | 2.35 |
| 2 | Pompe B | 48.3 | 113 | 73.6 | 2900 | 90 | 6.54 |
| 2 | Pompe C | 48.3 | 115 | 77.4 | 2900 | 55*2 | 3.52 |
| 2 | Pompe D | 48.3 | 113 | 74.6 | 2900 | 45*2 | 4.11 |
| 2 | Pompe E | 48.3 | 114 | 73.5 | 1450 | 55*2 | 1.59 |
| 3 | Pompe F | 48.3 | 113 | 61.4 | 2900 | 37*3 | 4.03 |
| 3 | Pompe G | 48.3 | 113.5 | 73.1 | 2900 | 37*3 | 2.9 |

Pour cette station de pompage nous allons prendre une Pompe type A et ce parce qu'elle présente les meilleurs caractéristiques en ce qui concerne le rendement le NPSH_r ainsi que la puissance.

Remarque : On opte pour un nombre de pompe (1) pompes en plus une (01) pompe de secours. Ces d (02) pompes sont identiques de type A.

V.15.2.1. Description de la pompe :

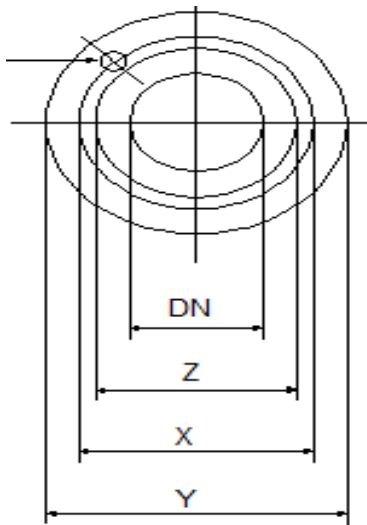
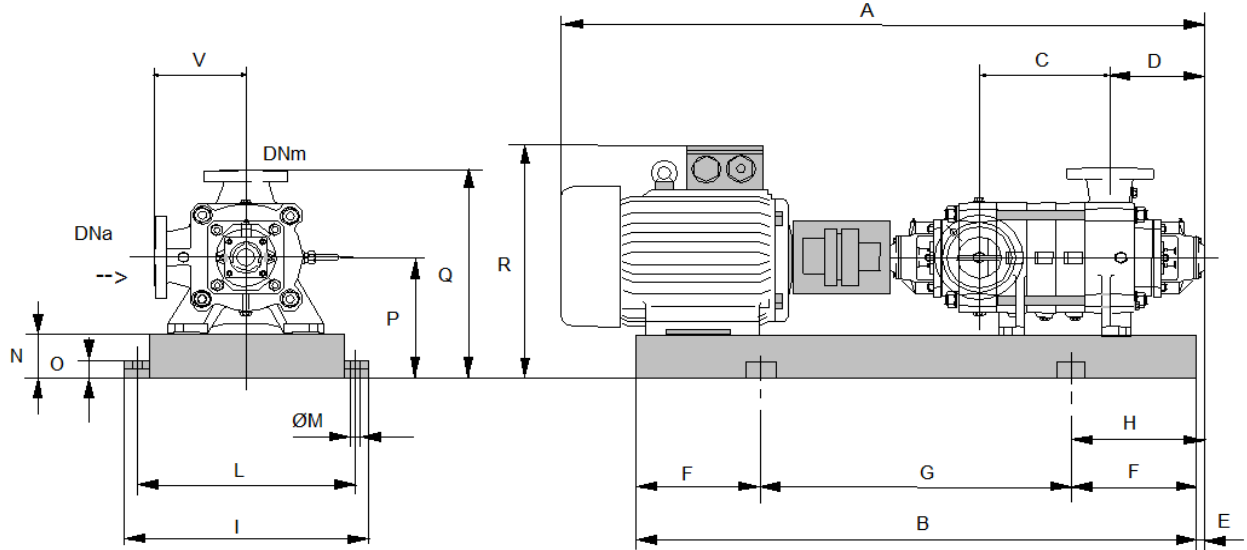
(Q=48.3 l/s, Hmt=115)

- 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)

Données techniques / Caractéristiques

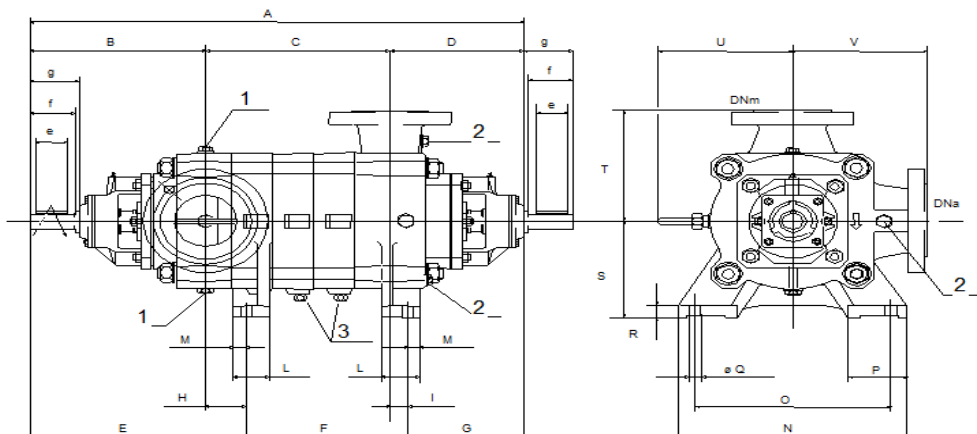
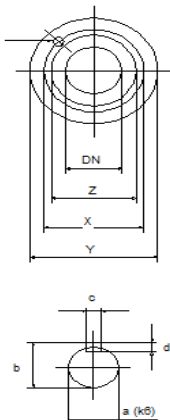
- Q : 66,28 l/s
- H : 115 m
- n. poles: 4
- Fréquence : 50 Hz
- Monophasé / Triphasé : 3~
- Puissance moteur P2 : 110 kW

- Tension : 400 V
- Diamètre refoulement : DN 150 (UNI PN40)
- Raccord d'aspiration : DN200 (UNI PN25)



Dimensions :

| | | | |
|---------|--------|-------|-------|
| A=2565 | E=2441 | M=20 | V=370 |
| B=2115 | F=350 | N=160 | |
| C=610 | G=1415 | O=42 | |
| D=351 | H=591 | P=475 | |
| DNa=200 | I=870 | Q=845 | |
| DNm=150 | L=820 | R=941 | |
| d=25 | No=12 | X=310 | Y=360 |



| | | | | |
|----------|---------------------|---------|---------|----------------------|
| A = 1440 | d _d = 25 | g = 145 | No = 8 | V = 370 |
| a = 55 | d _s = 25 | G = 301 | O = 590 | X _d = 250 |
| B = 479 | DNa = 200 | H = 140 | P = 170 | X _s = 310 |
| b = 59 | DNm = 150 | I = 50 | Q = 24 | Y _d = 345 |
| c = 16 | e = 120 | L = 125 | R = 40 | Y _s = 360 |
| C = 610 | E = 619 | M = 45 | S = 315 | Z _d = 215 |
| d = 10 | f = 130 | N = 680 | T = 370 | Z _s = 278 |
| D = 351 | F = 520 | No = 12 | U = 358 | |

Figure V.7: Schéma et dimensions de la pompe PM 150 /4B

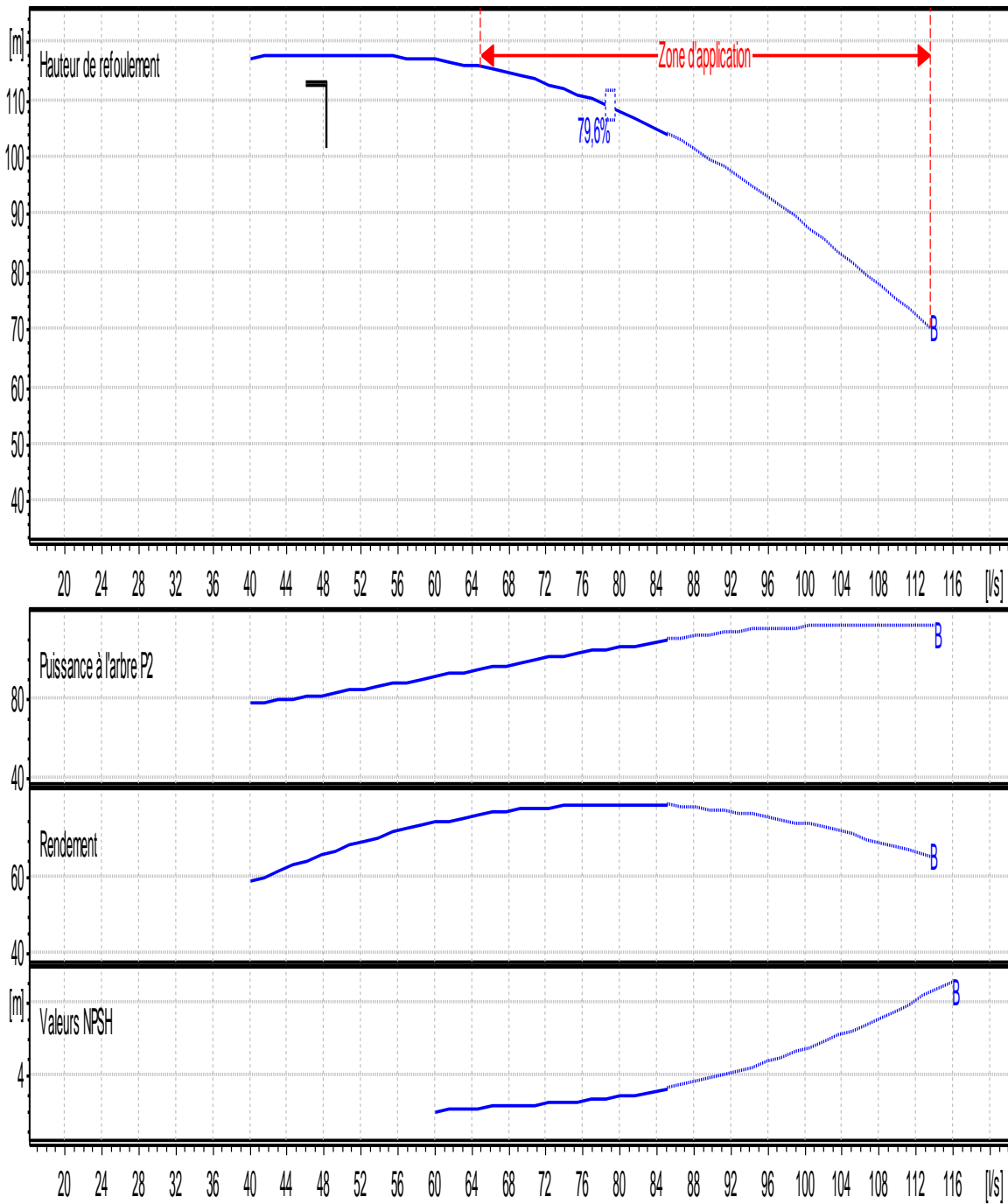


Figure V.8: Courbes caractéristiques de la pompe (SP2) de type PM 150/4B.CAPRARI

V.15.2.2. Courbe caractéristique de la conduite :

Tableau V.6. Courbe caractéristique de la conduite de refoulement

| N° | Q (m ³ /h) | Hg (m) | Lref (m) | Dint (m) | Dec (mm) | λ | R (m) | Hc (m) | Hpompe (m) |
|----|--------------------------|-----------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|-----------|---------------|
| 1 | 0.0 | 110,35 | 939.8 | 0,2578 | 315 | - | - | 110,35 | 160 |
| 2 | 0.005 | 110,35 | 939.8 | 0,2578 | 315 | 0,024735462 | 1856,174038 | 110,396 | 160 |
| 3 | 0.01 | 110,35 | 939.8 | 0,2578 | 315 | 0,021156352 | 1587,594011 | 110,508 | 160 |
| 4 | 0.015 | 110,35 | 939.8 | 0,2578 | 315 | 0,019429645 | 1458,020174 | 110,678 | 160 |
| 5 | 0.02 | 110,35 | 939.8 | 0,2578 | 315 | 0,018343075 | 1376,482865 | 110,901 | 159 |
| 6 | 0.025 | 110,35 | 939.8 | 0,2578 | 315 | 0,017571876 | 1318,611313 | 111,174 | 158 |
| 7 | 0.03 | 110,35 | 939.8 | 0,2578 | 315 | 0,016985067 | 1274,576573 | 111,497 | 153 |
| 8 | 0.035 | 110,35 | 939.8 | 0,2578 | 315 | 0,016517761 | 1239,509459 | 111,868 | 145 |
| 9 | 0.04 | 110,35 | 939,8 | 0,2578 | 315 | 0,016133453 | 1210,670599 | 112,287 | 135 |
| 10 | 0.045 | 110,35 | 939.8 | 0,2578 | 315 | 0,015809738 | 1186,378699 | 112,752 | 124 |
| 11 | 0.0483 | 110,35 | 939.8 | 0,2578 | 315 | 0,01562379 | 1172,424973 | 113,081 | 115 |
| 12 | 0.055 | 110,35 | 939.8 | 0,2578 | 315 | 0,015290036 | 1147,379736 | 113,821 | 97 |
| 13 | 0.06 | 110,35 | 939.8 | 0,2578 | 315 | 0,015076786 | 1131,377241 | 114,423 | 83,4 |

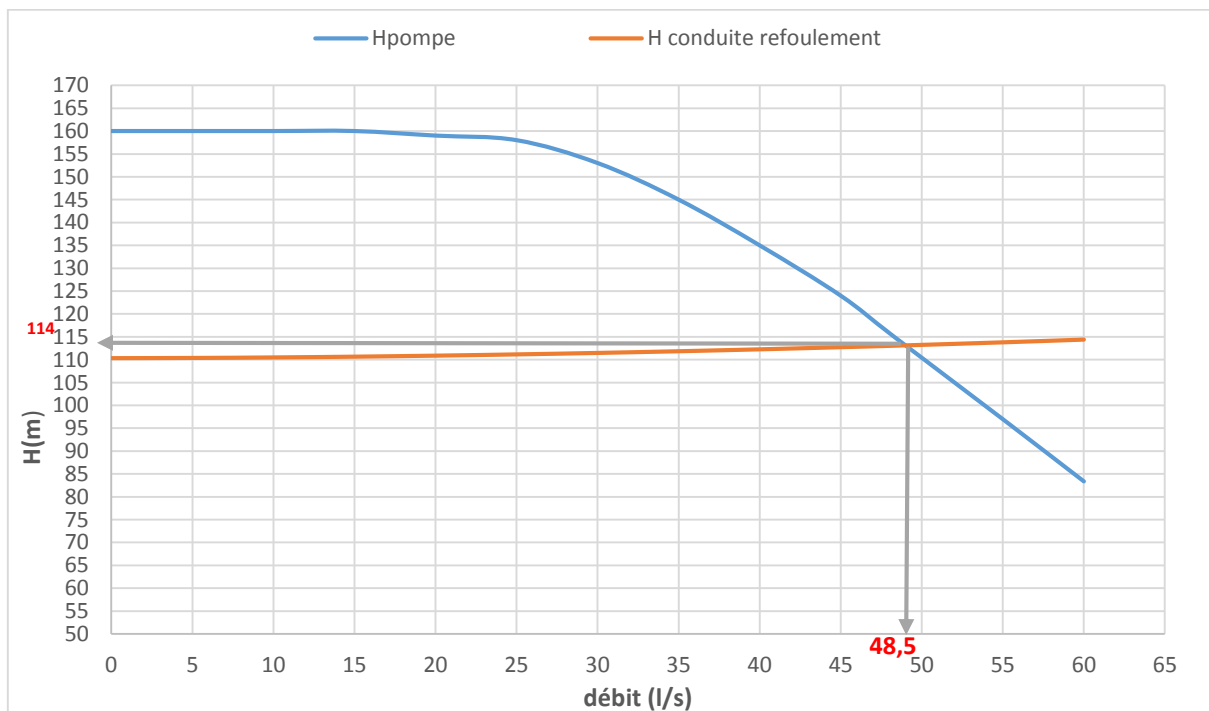


Figure V.9. point de fonctionnement de pompe de SP2 :

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

- $H_p = 114 \text{ m}$ $HMT = 113.05 \text{ m}$
- $Q_p = 48.5 \text{ l/s}$ $Q_{app} = 48.3 \text{ l/s}$

La hauteur manométrique correspondant au point de fonctionnement est égal à la hauteur appelée, et le débit correspondant au point de fonctionnement est supérieure au débit applé d'un pourcentage de 0.5 %. Cette valeur ne dépasse pas la 10%. Alors le réglage est n'est pas nécessaire.

V.15.2.4. Dimensionnement des équipements des pompes :

V.15.2.4.1. Conduite d'aspiration :

Da= (1,2-1,5) da

da : diamètre de la tubulure d'aspiration ; d'après logiciel (CAPRARI) égale à 125mm.

Nous prendrons 1.5 comme facteur de multiplication ce qui donne :

Da=1,5*125= 187.5 mm.

Le diamètre normalisé sera égal à 250 mm.

c) Vérification de la vitesse :

$$V_a = \frac{4Q}{\pi x D^2} = \frac{4x0.044}{\pi x 0.2046^2} = 1.33 \text{ m/s}$$

* La condition de la vitesse d'écoulement est vérifiée.

d) vérification de la condition de non cavitation : [2]

$$h_{adm}^{asp} = Pat - (NPSH)_r - r - T_v - \Delta H_{asp} - \frac{V_{asp}^2}{2g}$$

Nous avons une charge nette d'aspiration (NPSH)_r de 2.35 m. La station de pompage 2 sera implanté à la cote 603.65 m ce qui donne une pression atmosphérique de :

$$Patm = 10,33 - 0,00139 \times H = 10.33 - 0.00139 \times 603.65 = 9.491$$

$$\Delta H_{asp}^L = \frac{8xLxLxQ^2}{g \times \pi \times D^5} = \frac{8 \times 1.5 \times 0.01562379 \times 0.044^2}{9.81 \times \pi \times 0.2578^5} = 0.01 \text{ m}$$

$$\Delta H_{asp}^T = 1.1 \times 0.01 = 0.011 \text{ m}$$

Avec :

$$(NPSH)_r = 2.35 \text{ m} \quad T^\circ = 25 \text{ °C} \Rightarrow T_v = 0,216 \text{ mce.} \quad r = 0.5$$

$$h_{adm}^{asp} = 9,491 - 2.35 - 0,5 - 0,216 - 0,01 - \frac{0.92^2}{2 \times 9.81} = 6.37 \text{ m}$$

$$(NPSH)_{disponible} = 9.491 - 0.216 - 0.01 - 6.37 = 2.89 > 2.35$$

(NPSH)_{disponible} > (NPSH)_{requis} ⇒ Notre pompe est loin du risque de cavitation..

V.15.2.5. Calage de la pompe :

Le niveau minimum du plan d'aspiration :

$$\nabla_{axe} = \nabla_{min} + h_{asp}^{adm} - S$$

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

S : marge de sécurité, r = (0,1 – 0,3) m. on prend S=0.3m

$$\nabla_{min} = 603.65 - 3 + 0.3 \Rightarrow \nabla_{min} = 600.95 \text{ m}$$

La cote de l'axe de la pompe

$$\nabla_{max} = 600.95 + 6.37 - 0.3 = 607.02 \text{ m}$$

$$\Rightarrow \nabla_{axe} = 604.00 \text{ m}$$

Remarque :

Puisque l'installation est en aspiration on prévoit une conduite By-pass entre l'ouverture d'amorçage et la sortie de la pompe pour garantir l'amorçage de cette dernière.

V.15.2.6 Equipements en amont :

a) hauteur de butée :

Y étant la distance entre la génératrice inférieure de la conduite d'aspiration et la surface du sol tel que: $y = 0,3\text{m}$ pour $Da \leq 500 \text{ mm}$ $Y = 1\text{m}$ pour $Da \geq 500 \text{ mm}$

Comme $Da = 200 \text{ mm} \leq 500 \text{ mm}$, nous aurons $y = 0.3 \text{ m}$

b) Longueur du convergent

$$l_{con} = (3,5 - 4) (Da - da) \dots \dots \dots (V.19)$$

$$\text{Prenons: } l_c = 3.5 (Da - da) = 3.5 * (315 - 200) = \mathbf{402.5\text{mm}}$$

c) Dimension du tronçon:

$$l_{tr} = 2 \cdot Da \dots \dots \dots (V.20)$$

Nous aurons :

$$l_{tr \text{ asp}} = 2 * 315 = 630 \text{ mm}$$

V.15.5. Equipements en aval :

Comme pour l'amont nous aurons :

$$l_{tr} \geq 2 \text{ Dr} \dots \dots \dots (V.21)$$

$$l_{tr} = 2 * 315 = 630 \text{ mm}$$

$$d_v = 2 \text{ Dr} \dots \dots \dots (V.22)$$

$$d_v = 0,25 * 315 = 78.75 \text{ mm}$$

$$l_{div} (3,5 - 4) (Dr - dr) \dots \dots \dots (V.23)$$

$$l_{div} 3,5 * (315 - 150) = 577.5 \text{ mm}$$

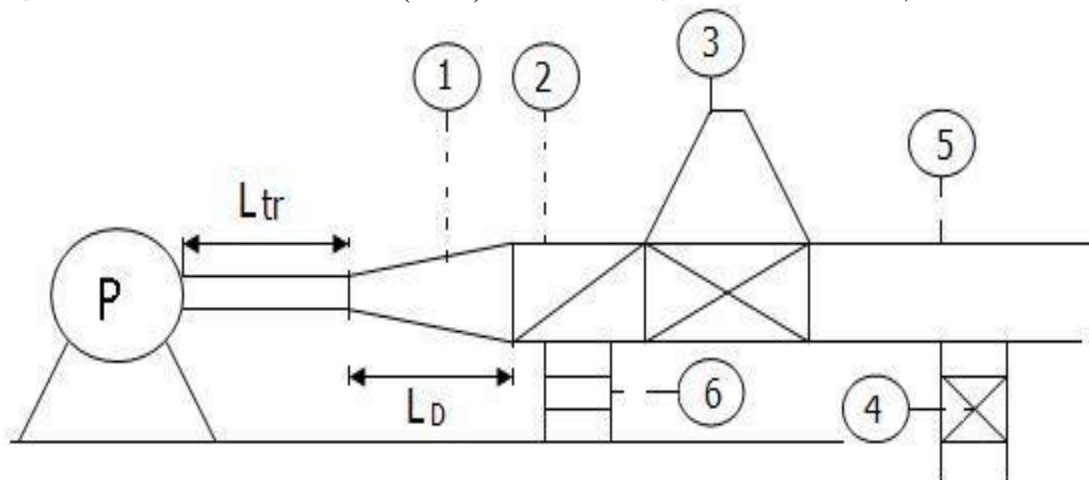
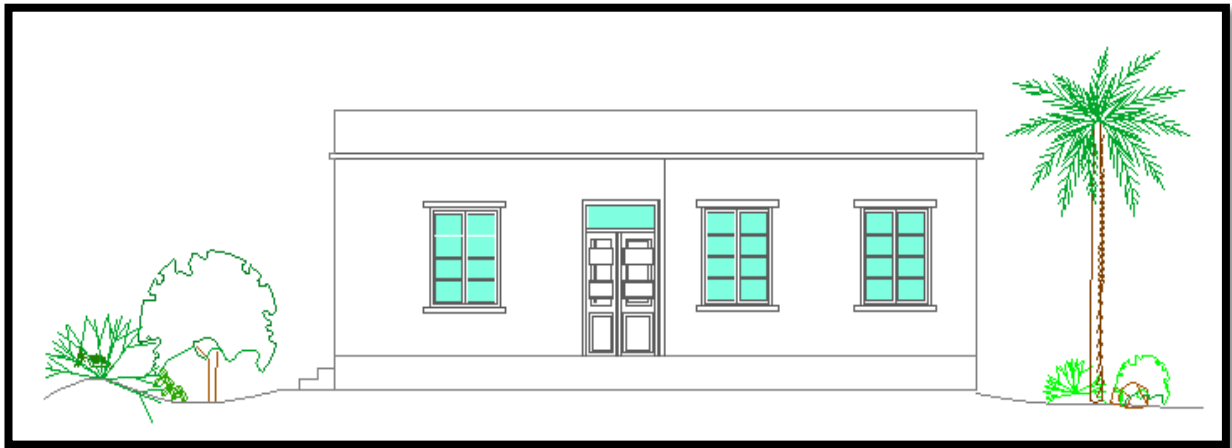


Figure V.10.équipement en amont

- | | | |
|--------------------|----------------------------|-------------|
| 1. Le divergent | 2. Tronçon | 3. Ventouse |
| 4. Vidange de fond | 5. Conduite de refoulement | 6. Buté. |

V.16.Génie civil de la station de pompage :



V. 16.1.Calcul génie civil :

V. 16.1. Hauteur du bâtiment :

$$H_b = H_5 + H_6 + H_7 + H_8 + H_9 \dots \dots \dots (V.21)$$

Où :

$$H_5 = H_p + H_s + H_r \dots \dots \dots (V.22)$$

H_p : hauteur de la pompe $H_p = 941 \text{ mm}$

H_s : hauteur du socle de 0,3 à 0,5 m, $H_s = 0,3 \text{ m}$

H_r : hauteur de réserve $H_r = 0,5 \text{ m}$;

A.N : $H_5 = 0,720 + 0,3 + 0,5 \Rightarrow H_5 = 1,52 \text{ m}$

H_6 : hauteur du chariot, $H_7 = 0,3 \text{ m}$;

H_7 : hauteur profilée, $H_8 = 0,8 \text{ m}$;

H_8 : hauteur de sécurité, $H_9 = 0,5 \text{ m}$;

A.N : $H_b = 1,52 + 0,3 + 0,8 + 0,5 \Rightarrow H_b = 3,12 \text{ m}$

H_{Homme} : hauteur réservée à l'homme, ($H_6 = 2,2 \text{ m}$ au minimum a partir de niveau du socle)

Vérification : $H_b - 0,2 - 0,720 = 2,2$ c'est vérifié mais on va rajouter 5 cm pour la sécurité ->

$H_b = 3,17 \text{ m}$

Conclusion :

Les hauteurs du bâtiment étant normalisées (3,6 ; 4,2 ; 4,8 ; 5,5 ; 6 m)

on prend comme hauteur du bâtiment **$H_b = 3,17 \text{ m}$** .

V. 16.2. Longueur du bâtiment :

$$L_b = n * L + L_1 + L_2 + 2 * L_{\text{mure}} \dots \dots \dots (V.23)$$

n: nombre de pompes, $n = 2$.

L : largeur du socle;

$L_{\text{mure}} = 0,3$

L : 0,8 m;

L_1 : distance entre la première pompe installé en parallèle et la porte principale

$L_1 = 2 \text{ m}$.

L_2 : distance entre la dernière pompe installé en parallèle et le mure (1-1,5)m

On prend : $L_1 = 1,3 \text{ m}$.

A.N : $L_b = (0,8 \times 2) + 2 + 1,3 + (2 \times 0,3)$

A.N : $L_b = 6,5 \Rightarrow L_b = 6,5 \text{ m}$.

Conclusion : La station de pompage aura une longueur de 16 m.

V. 16.3. Largeur du bâtiment

$$l_b = l_1 + l_2 + l_3 + l_4 + 2.s \dots\dots\dots(V.24)$$

s : épaisseur du mur, s = 0,3 m ;

l₁ : distance entre mur et premier organe de la pompe, l₁ = 0,3m ;

l₂ : distance entre les tubulures, l₂ = 1.2 m ;

l₃ : longueur des accessoires d'aspiration,

$$l_3 + l_4 = l_p + l_{tr} + l_{tasp} + l_c \dots\dots\dots(V.25)$$

Où :

l_p: longueur de la pompe, l_p= 1.82 m ;

l_{tr} : longueur de la tubulure de refoulement, l_{tr} = 2 * D_a

A.N : l_{tr}= 2*315 l_{tr}= 0,63 m ;

l_{tasp} : longueur de tubulure d'aspiration, l_{tasp} = 0,30 m ;

l_c : longueur du convergent, l_c = 0.3 m ;

A.N: l₃ + l₄ = 2.162+ 0,63 + 0,3 + 0.3 ⇒ l₃ + l₄ =3.39 m

A.N: l_b = 0,3 + 1.2 + 3.39 + 2*0,3 ⇒ l_b= **5.49m**

Conclusion : La station de pompage aura une largeur de **5.5 m**.

V. 16.4. Dimensions des portes:

Pour la chambre des pompe:

- porte principale : **4.2*3.2**
- porte secondaire : **2,2*1,2**

Pour le bureau personnel

- porte principale : **2.32*3**
- porte secondaire : **0.5*0.8**

Pour la chambre de réservoir d'air

- porte principale : **1.82*2**

Tableau V.7 : Récapitulation des dimensions du bâtiment de la station

| Dimensions du bâtiment de la station (m) | | | | | | |
|--|---------|---------|--------------------|-----------|------------|------------|
| Longueur | Largeur | Hauteur | Epaisseur des murs | 4fenêtres | portes | |
| | | | | | secondaire | principale |
| 6.55 | 5.5 | 3.17 | 0,3 | 2.2*1.4 | 2.2*1.2 | 4.2*3.2 |

V. 16.5. Dimensionnement du pont roulant :

il sera dimensionné par rapport au poids le plus lourd dans la station.

$$m=1.2*P \text{ (pompe + moteur)}=1.2*(2338)=2805.6 \text{ kg.}$$

V.17. Equipements auxiliaire :

- Un système de levage et de ventilation
- Un système de commande automatique et de contrôle.
- Un système d'alimentation en énergie ainsi qu'un système d'éclairage
- Un système anti-incendie.

a) Système de levage

le pont roulant devra être dimensionné pour soulever 2805.6 kg

b) Système de commande automatique et de contrôle

Ce sont les armoires de commande ainsi que les différents dispositifs se trouvant dans la station et nous permettant de contrôler et commander à distance.

c) Système de ventilation :

Son rôle est d'évacuer la chaleur due au fonctionnement de l'ensemble des équipements de la station cela acheminera un apport d'air frais facilitant ainsi le travail à l'intérieur de la station.

d) Système alimentation électrique :

C'est le générateur d'électricité généralement c'est un groupe électrogène permettant un fonctionnement continu de la station en cas de coupure.

e) Système de drainage :

Le système de drainage est conçu pour l'évacuation des eaux en cas de réparation ou de nettoyages.

CONCLUSION

D'après l'étude faite dans ce chapitre, on a adapté pour des pompes centrifuges multicellulaires pour hautes pressions à axe horizontal pour les deux stations de pompage.

la SP1 sera équipée d'une pompe de type A ($Q=48.3$ l/s, $HMT=95.6$ mce) et une autre identique de secours ;

la SP2 sera équipée de deux pompes de type ($Q=48.3$ l/s, $HMT=115$ m) et une autre identique de secours.

Ces pompes seront entraînées par des moteurs électriques asynchrones triphasés de même marque, afin d'assurer le bon fonctionnement des pompes tout en tenant compte des effets néfastes de la cavitation .

Chapitre VI

Protection des conduites

INTRODUCTION

Le coup de bélier est une étape de régime transitoire à paramètres hydrauliques prépondérants (pression, vitesse) sont rapidement variables dans le temps et dans l'espace.

Il se produit un phénomène oscillatoire d'onde de pression qui se propage sur toute la longueur de la conduite en s'amortissant progressivement, il a pour conséquences un déboisement des conduites et détérioration de robinetterie ou appareils de comptage, il peut entraîner des dégâts considérables sur les appareils de pompes.

Donc elle est importante de protéger les équipements contre les conséquences néfastes de ce phénomène, cela par des appareils qui auront pour rôle l'atténuation et la limitation des variations brusques de pression (surpression et dépression).

VI.1. Les causes de coup de Bélier : [1]

- 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.2. Les risques dus aux coup de Bélier

- **Fortes pressions** : 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.
- **Pression négatives** : apparaît soit à la suite d'une forte pression, soit à suite d'un arrêt brusque de la pompe. Si la pression devient inférieure à 10 m.c.e entraîne une implosion de la conduite, cavitation, l'aspiration des joints, décollement de l'enduit interne de protection.
- **Fatigue de la conduite** : l'alternance des surpressions et des dépressions provoque la fatigue de la conduite.

VI.3. Les conséquences du coup de bélier

Les conséquences du coup de bélier peuvent être néfastes, elles deviennent de plus en plus dangereuses à mesure que les paramètres modificateurs deviennent importants (variation de pressions et de débits dans le temps).

Ces phénomènes se produisant dans une conduite en charge, peuvent provoquer des risques à la suite d'une dépression ou d'une surpression engendrée par les manœuvres brusques.

a) Cas de dépression

C'est une conséquence du coup de bélier engendrée par l'apparition d'une pression relative négative, à la suite d'un arrêt brusque d'une pompe ou d'une ouverture instantanée d'une vanne de sectionnement. Si cette pression devient inférieure à -10 mce, il se produira une poche de cavitation va se créer et ça pourrait provoquer l'implosion ou l'aplatissement de la conduite, l'aspiration des joints, le décollement de l'enduit et la détérioration de la protection interne de la conduite.

b) Fatigue de la canalisation

En régime transitoire les alternances des surpressions et dépressions qui sont une conséquence inévitable du phénomène provoquent la fatigue du matériau de la canalisation même si leur amplitude est faible.

VI.4. Analyse physique du phénomène du coup de bélier :

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 :

1^{re} phase : Par suite de son inertie, la colonne d'eau va poursuivre son chemin ascendant, mais, n'étant plus alimentée, il va en résulter une **dépression** (l'eau se déprime). Chaque tranche de la conduite se contracte successivement par diminution élastique du diamètre. Une onde de dépression prend alors naissance au départ de la pompe -et se propage jusqu'au réservoir à une vitesse c . Pour atteindre le réservoir, l'onde met un temps égal à " L/c " au bout duquel **la conduite est en dépression** sur toute sa longueur et l'eau est immobile.

2^e phase : Par suite de son élasticité, la conduite reprend son diamètre initial et cela de proche en proche en partant du réservoir. L'eau revient alors dans la conduite et, au bout d'un nouveau temps L/c (soit $2L/c$ à partir du début du phénomène), toute l'eau est descendue mais va se trouver arrêtée par le clapet de la pompe.

3^e phase : A cause de cet arrêt, l'eau en contact avec le clapet se trouve comprimée, entraînant une dilatation de la conduite. Les tranches d'eau vont subir le même sort, et l'onde de pression gagne toute la canalisation, jusqu'au réservoir, de proche en proche. Au bout d'un nouveau temps L/c (soit $3L/c$ à partir du début du phénomène) toute **la conduite sera dilatée** avec une eau **surprise** et immobile.

4^e phase : Grâce à l'élasticité de la conduite, agissant comme un ressort, celle-ci reprend son diamètre initial, de proche en proche en partant du réservoir. Au bout d'un nouveau temps L/c (soit $4L/c$ à partir du début du phénomène) nous nous retrouvons dans la même situation qu'au moment de l'arrêt brusque de la pompe.

La période du mouvement est donc de " $T = 4L/c$ ". Le phénomène est amorti par les pertes de charge résultant du frottement de l'eau dans la conduite.

Dans le cas d'un arrêt brusque d'une pompe, le phénomène du coup de bélier est donc caractérisé, tout d'abord, par une **dépression**, puis par une **surpression**.

L'analyse du phénomène, dans le cas d'une **fermeture rapide** d'une vanne située l'extrémité d'une conduite d'adduction en provenance d'un réservoir est exactement le même sauf qu'il commence par une **surpression** puis une **dépression** (phases 3e, 4e ensuite 1re et 2e).

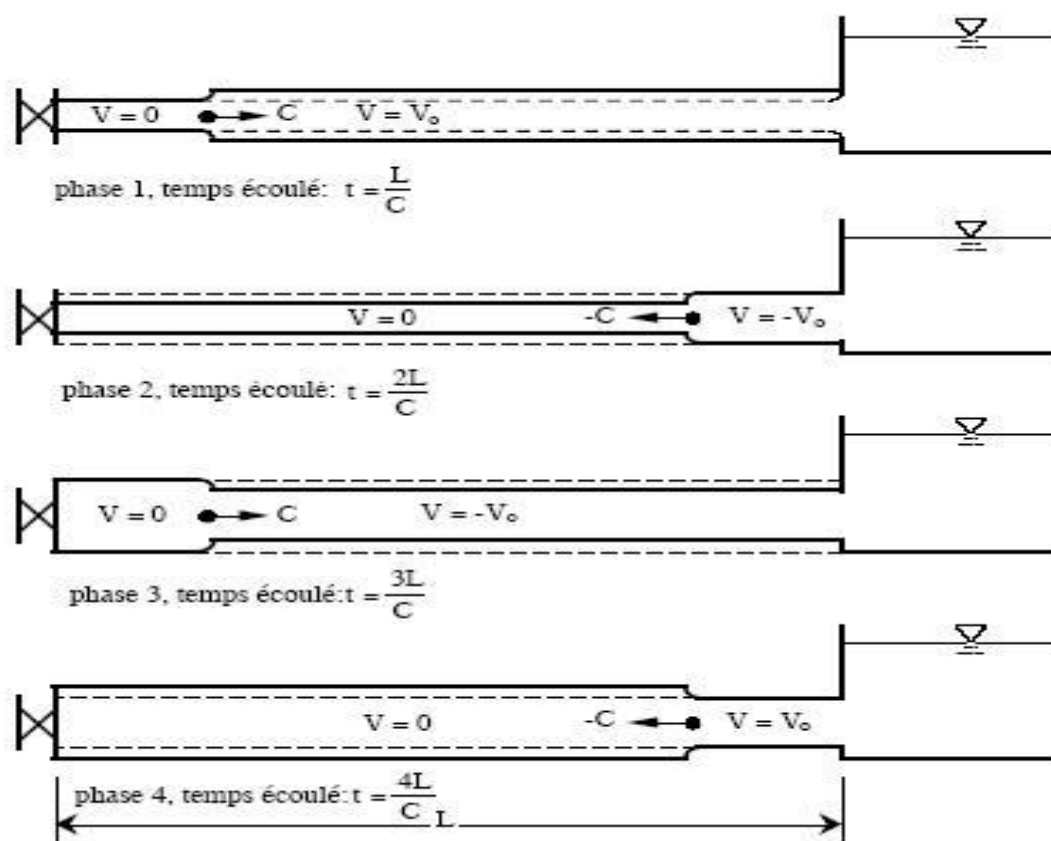


Figure VI.1 : Schéma des quatre phases du coup de bélier

VI.5. Le calcul du coup de bélier :

VI.5.1 Protection de la conduite roucoulement contre le coup de bélier :

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

a) 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.

b) Soupape de décharge :

C'est appareils font intervenir un organe mécanique, un ressort à boudin ordinairement, qui, par sa compression, obture, en exploitation normale, un orifice placé sur la conduite au

point à protéger, c'est-à-dire où la surpression à craindre est maximale et libre, le cas échéant, le débit de retour de conduite correspondant à la valeur de la surpression admissible. Il y a lieu de prévoir l'évacuation vers l'extérieur, de l'eau ainsi libérée.

c) 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

VI.5.2.Principe de fonctionnement du réservoir d'air :

Le réservoir d'air contient de l'eau et de l'air et, en marche normale, la pression de cet air équilibre la pression dans la conduite au point considéré.

A la disjonction du groupe électrique, le clapet se ferme. Puisque la pompe ne fournit plus de pression, une partie de l'eau de la cloche est chassée dans la conduite. En effet, à ce moment, la pression de l'air de la cloche est encore supérieure à celle qui s'exerce à l'autre extrémité de la conduite, au réservoir.

L'eau de la conduite revient en arrière après l'annulation de sa vitesse et remonte dans la cloche, il en résulte donc une succession de surpressions et de dépressions jusqu'à l'amortissement du phénomène.

La dissipation de l'énergie de l'eau peut être obtenue par le passage de celle-ci au travers d'un organe d'étranglement disposé à la base de la cloche.

Etant un dispositif simple protégeant l'installation aussi bien contre les dépressions que contre les surpressions, et qu'il est simple à installer et facile à contrôler, notre choix se portera sur ce dispositif.

VI.6. 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 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.6.1. Dimensionnement des réservoirs d'air par la méthode de MUNIER:

Avec :

C: célérité d'onde en (m/s), calculée par la formule de SALAH. B pour les conduites enterrées.

$$C = \frac{\sqrt{\frac{K}{\rho}}}{\sqrt{1 + \frac{K * 2 * a * (1 - \nu_m^2) * (1 - \nu_s)}{(1 - \nu_m^2) * a * E_s + E_m * e_m * (1 - \nu_s)}}} \quad (\text{VI.6})$$

Avec :

C: célérité d'onde en (m/s) ;

K : Coefficient d'élasticité de l'eau ; $K = 2,07 * 10^9$ Pascal ;

ρ : Masse volumique de l'eau ; $\rho = 1000 \text{ kg / m}^3$;

E_m : module de Young du matériau de la conduite, $E_m = 3 * 10^9$ pour le PEHD ;

E_s : module de Young du sol ; $E_m = 2 * 10^8$ Pascal ;

ν_m : coefficient de poisson du matériau, $\nu_m = 0,46$ (PEHD) ;

ν_s : coefficient de poisson du sol entourant la conduite, $\nu_s = 0,33$;

e_m : Epaisseur de la conduite (m), $e_m = 0,0286 \text{ m}$;

Les données de base :

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

Tableau VI.1: Les caractéristiques des différents tronçons de l'adduction de refoulement:

| N° de station | Type de matériau | D (mm) | D _{int} (mm) | S (m ²) | V (m/s) | L (m) | Hg (m) |
|---------------|------------------|--------|-----------------------|---------------------|---------|--------|--------|
| SP 1 | PEHD PN16 | 315 | 257.8 | 0.052198 | 0.92 | 5796,7 | 78.65 |
| SP 2 | PEHD PN16 | 315 | 257.8 | 0.052198 | 0.92 | 939,8 | 110.35 |

Calcul de la célérité d'onde C : [8]

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

Tableau VI.2: Calcul de célérité des différents tronçons de l'adduction de refoulement:

| N° de station | K *10 ⁹ (Pa) | P (Kg/m ³) | A (m) | ν_m - | ν_s - | E_s *10 ⁸ (Pa) | E_m *10 ⁹ (Pa) | e_m (m) | C (m/s) |
|---------------|-------------------------|------------------------|--------|-----------|-----------|-----------------------------|-----------------------------|-----------|---------|
| SP 1 | 2.07 | 1000 | 0.1289 | 0.46 | 0.33 | 2 | 3 | 0.0286 | 669.17 |
| SP 2 | 2.07 | 1000 | 0.1289 | 0.46 | 0.33 | 2 | 3 | 0.0286 | 669.17 |

VI.6.1. Première partie (station de pompage 01 vers station de reprise) :

Caractéristique de la conduite (a) on a:

$$h_0 = h_g + 10$$

$$a = c \times v_0 / [g \times h_0]$$

Caractéristiques des pertes de charge (k) on a :

$$h_{abs} = h_0 + \Delta h$$

$$k = [h_{abs} - h_0] / h_0$$

Tableau VI-3 Calcul du régime permanent

| Régime permanent | |
|----------------------|----------|
| S (m ²) | 0.052198 |
| V ₀ (m/s) | 0.92 |
| Perte de charge(m) | 16.76 |

| | |
|----------------------|--------|
| Hg (m) | 78.65 |
| H ₀ (m) | 88.65 |
| H _{abs} (m) | 105.32 |

Caractéristique du réservoir (B) :

La famille de courbes B sera considérée pour A et K données, il sera ensuite superposé le profil en long 'absolu' à la famille de courbe.

Il est d'abord nécessaire de remplir le tableau ci-dessous du profil en long.

Tableau VI-4 Caractéristiques du profil en long

| | | | | | |
|-------------------|-----|--------|-------|--------|--------|
| Cote z (m) | 525 | 553.7 | 581.6 | 560.3 | 603.65 |
| Long, Conduite(m) | 0 | 3938.7 | 778.8 | 781.85 | 298.6 |

Suite au tableau VI-5

| | | | | | |
|---------------------------------|----------|------------|------------|-----------|-----------|
| ΔZ | 0 | 28.7 | 26.65 | 20 | 42.9 |
| $\frac{[\Delta Z+10]}{[Hg+10]}$ | 0,112803 | 0,43654822 | 0,41342357 | 0,3384095 | 0,5967287 |
| X | 0 | 3938.7 | 4717.5 | 5499,5 | 5797,9 |
| X/L | 0 | 0,679 | 0,813 | 0,948 | 1,00 |

Après superposition du profil en long sur l'abaque de **Puech et Meunier**, il sera déterminé la caractéristique du réservoir (b).

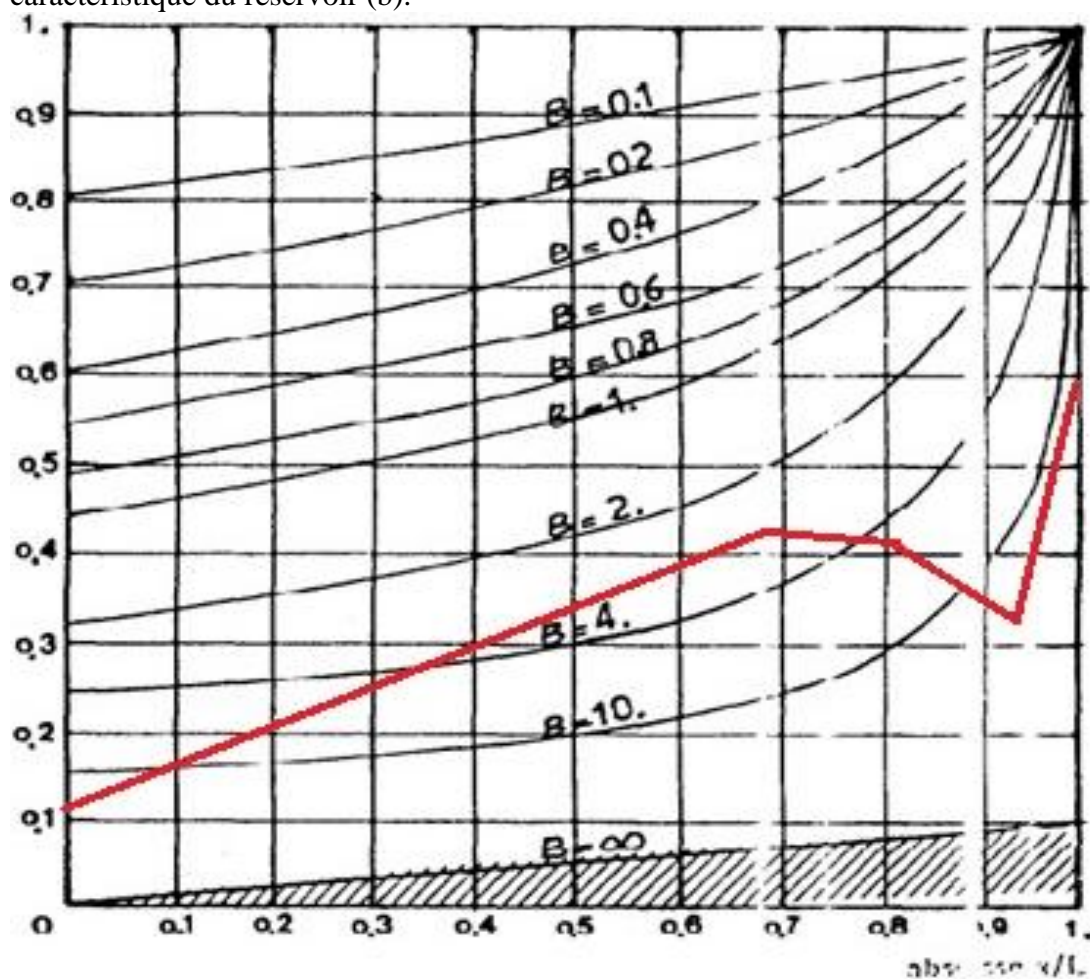


Figure VI-2 Abaque du Puech et Meunier K=0.2 et A=1

Remarque : un carré de 1 cm de côté dans le sens vertical représente une pression absolue P de : $P = 0,1 * 45 = 4,5$ m.c.e

Afin d'assurer une sécurité de 3 m.c.e de pression au-dessus du point le plus défavorable du profil, il sera ajouté une valeur de 0,7 unité de carré au point le plus élevé, ce qui fait que B sera égal à **0,8**

Le volume U_0 de l'air comprimé en fonctionnement permanent est donné par la relation :

$$U_0 = [V_0^2 / (g \cdot H_{abs})] \times L \cdot S / B \quad [m^3] \quad (VI-7)$$

Depuis l'abaque $P_{min} / H_0 = 0,6$.

Le volume d'air maximal sera calculé en considérant une loi intermédiaire entre les lois isotherme et adiabatique :

$$H_{abs} \cdot U_0^{1,2} = P_{min} \cdot U_{max}^{1,2}$$

$$U_{max} = U_0 [H_{abs} / P_{min}]^{1 / 1,2} [m^3]$$

En vue d'assurer 30% d'eau dans le ballon lors de la plus grande dépression, il faut prévoir un réservoir d'un volume :

$$\text{Volume} = 1,3 * U_{max}$$

Le volume du ballon d'air est calculé dans le tableau ci-dessous :

Tableau VII-5 Calcul du volume du réservoir

| Calcul | |
|-----------------------------------|------------|
| C (m/s) | 669,17 |
| A | 0.708 |
| K | 0,188 |
| Depuis l'abaque B=2 | |
| U_0 (m ³) | 0.124 |
| Depuis l'abaque $P_{min}/H = 0,6$ | |
| P_{min} | 53,19 |
| U_{max} (m ³) | 0.219 |
| Volume (m³) | 0.3 |

VI.6.2. Première partie (station de reprise vers le réservoir R1000) :

Tableau VII-7 Caractéristiques de la deuxième partie du refoulement

| Données | |
|-----------------------|----------|
| Q (m ³ /h) | 577,81 |
| Q (m ³ /s) | 0.048266 |
| Deq (m) | 0.315 |
| Longueur (m) | 940 |

Caractéristique de la conduite (a) on a :

$$h_0 = h_g + 10$$

$$a = c \times v_0 / [g \times h_0]$$

Caractéristiques des pertes de charge (k) on a :

$$h_{abs} = h_0 + \Delta h$$

$$k = [h_{abs} - h_0] / h_0$$

| Régime permanent | |
|----------------------|----------|
| S (m ²) | 0,052198 |
| V ₀ (m/s) | 0.92 |
| Perte de charge(m) | 2.70 |
| H _g (m) | 110.35 |
| H ₀ (m) | 120.35 |
| H _{abs} (m) | 125 |

Tableau VII-8 Calcul du régime permanent

La famille de courbes B sera considérée pour A et K données, il sera ensuite superposé le profil en long 'absolu' à la famille de courbe.

Tableau VII-9 Caractéristiques du profil en long

| | | | | | |
|-------------------|----------|------------|----------|------------|------------|
| Cote z (m) | 603.65 | 625.22 | 647.65 | 662.6 | 714 |
| Long, Condui (m) | 0 | 164.87 | 262.4 | 217.2 | 295.55 |
| ΔZ | 0 | 21.57 | 22.43 | 14.95 | 51.4 |
| [ΔZ+10] / [Hg+10] | 0,083091 | 0,26231824 | 0,269464 | 0,20731201 | 0.51017864 |
| X | 0 | 164.87 | 427,27 | 644,47 | 940 |
| X/L | 0 | 0,18 | 0,45 | 0.68 | 1,00 |

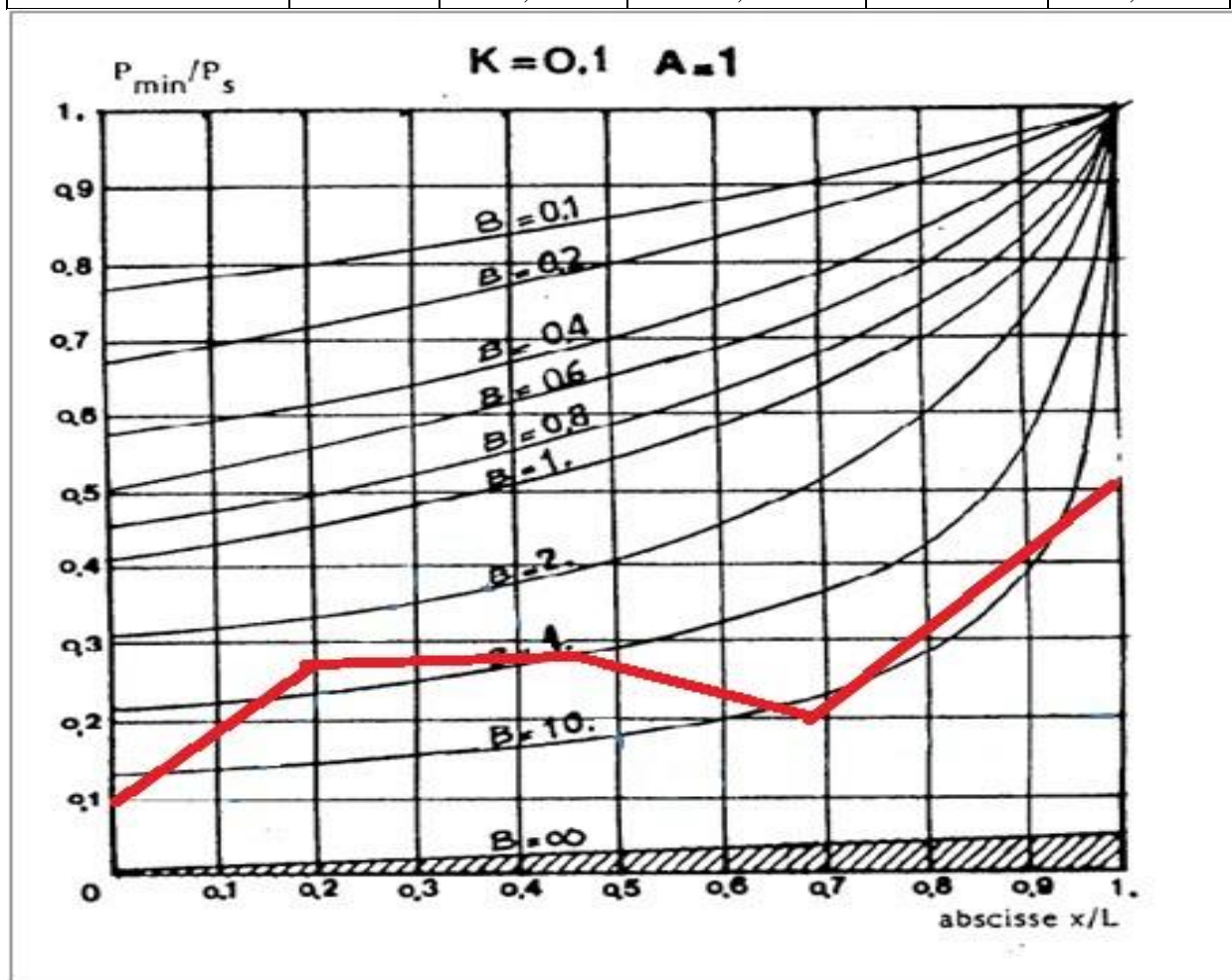


Figure VI-3 Abaque du Puech et Meunier K=0.1 et A=1

Remarque : un carré de 1 cm de côté dans le sens vertical représente une pression absolue P de :

$$P = 0,1 * 45 = 4,5 \text{ mce}$$

Afin d'assurer une sécurité de 3 mce de pression au-dessus du point le plus défavorable du profil, il sera ajouté une valeur de 0,7 unité de carré au point le plus élevé, ce qui fait que B sera égal à 2.

Le volume U_0 de l'air comprimé en fonctionnement permanent est donné par la relation :

$$U_0 = [V_0^2 / (g \cdot H_{\text{abs}})] \times L \cdot S / B \text{ [m}^3\text{]}$$

Le volume d'air maximal sera calculé en considérant une loi intermédiaire entre les lois isotherme et adiabatique :

$$H_{\text{abs}} \cdot U_0^{1,2} = P_{\text{min}} \cdot U_{\text{max}}^{1,2}$$

$$U_{\text{max}} = U_0 [H_{\text{abs}} / P_{\text{min}}]^{1 / 1,2} \text{ [m}^3\text{]}$$

En vue d'assurer 30% d'eau dans le ballon lors de la plus grande dépression, il faut prévoir un réservoir d'un volume :

$$\text{Volume} = 1,3 * U_{\text{max}}$$

Tableau VII-10 Calcul du volume du réservoir

| Calcul | |
|--|-------------|
| C (m/s) | 1340,10 |
| A | 0,57 |
| K | 0,014 |
| Depuis l'abaque B=2 | |
| U_0 (m³) | 0,57 |
| Depuis l'abaque $P_{\text{min}}/H = 0.5$ | |
| P_{min} | 60.17 |
| U_{max} (m³) | 0.04 |
| Volume (m³) | 0.05 |

Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons vu le moyen de protection contre le régime transitoire. Et on prévoit l'installation, juste à la sortie des stations de pompage (SP1) et (SP2), deux réservoirs d'air.

Chapitre VII

Organisation de Chantier

Introduction

L'organisation d'un chantier joue un rôle primordial dans l'aspect économique des ouvrages et les installations hydrauliques. Elle consiste à déterminer et coordonner la mise en œuvre des moyennes nécessaires pour accomplir dans les meilleures conditions possibles, et dans les plus brefs délais, les travaux d'exécution.

Dans ce présent chapitre nous allons étudier les étapes des différents travaux exécutés sur le chantier de notre adduction, qui sont :

- Implantation du tracé des tranchées sur le terrain ;
- Nivellement de la plate-forme de passe ;
- Excavation des tranchées ;
- Pose du lit de sable
- Pose des conduites ;
- Epreuve de joint et de canalisation ;
- Remblayage des tranchées ;
- Nivellement et compactage

VII.1 Travaux de l'adduction

VII.1.1. Implantation du tracé des tranchées sur le terrain

On matérialise l'axe de la tranchée sur le terrain avec des jalons placés en ligne droite et espacés de cinquante mètre (**50m**). On effectue ce travail en mesurant sur le plan leurs distances par des repères fixés où des bornes. La direction des axes et leurs extrémités sont ainsi bien déterminée.

VII.1.2. Nivellement de la plate-forme de pose

Le nivellement est la mesure des différences d'altitudes entre deux ou plusieurs points situés sur une pente uniforme. Le nivellement a pour but de définir le relief d'un terrain en fixant l'altitude d'un certain nombre de points, toutes les côtes sont données par rapport à un niveau de base appelé plan de comparaison lorsque le terrain rencontre des obstacles on procède au nivellement par cheminement et par un simple calcul. On détermine la hauteur de chaque point.

VII.1.3. Excavation des tranchées

Selon les caractéristiques du terrain l'excavation sera réalisée mécaniquement, la profondeur minimale de la tranchée à excaver est de **1m** pour :

- Garder la fraîcheur de l'eau pendant les grandes chaleurs.
- Ne pas gêner le travail de la terre (exploitation).
- Protéger la canalisation contre le gel.

La largeur de la tranchée doit être tel qu'un homme peut travailler sans difficulté et elle augmente avec les diamètres des conduites à mettre en place.

L'excavation des tranchées s'effectue par tronçon successive en commençant par les points hauts pour assurer s'il y lieu l'écoulement naturel des eaux d'infiltrations.

Donc l'excavation nécessite la détermination de plusieurs paramètres tels que :

- La profondeur de la tranchée (h) ;
- La largeur de la tranchée (b).

a. La profondeur (H)

La profondeur de la tranchée dépend du diamètre de la conduite, des charges roulantes (extérieurs) et de la température, elle est donnée par la relation suivante :

$$H = D + h + h1 \dots \dots \dots \text{VII.1}$$

b. Largueur de la tranchée

La largeur de la tranchée doit permettre une pose correcte, facilite la tâche et aussi permettre le compactage du remblai, elle sera calculée en fonction du diamètre de la conduite en laissant cm d'espace de chaque côté de la conduite.

$$b = D + 0,6 \dots \dots \dots \text{VII.2}$$

e. Section de la tranchée

Les sections des tranchées sont de forme trapézoïdale dont l'aire est :

$$S_t = b \times H + mh^2 \dots \dots \dots \text{VII.3}$$

Avec :

H : profondeur de la tranchée (m) ;

D : diamètre de la conduite (m) ;

h : hauteur de la génératrice supérieure de la conduite elle est entre **80 et 120cm** on prend **h=80 cm** ;

h1 : épaisseur du lit de pose **h1 = 0,10 m**.

b : largeur de la tranchée (m) ;

m : coefficient du talus.

c. Choix du coefficient du talus

Pour garder la stabilité du talus de la tranchée durant les travaux de pose des conduites on définit le coefficient du talus. Qui est en fonction de la profondeur de la tranchée et de la nature du sol.

Tableau VII.1 : Coefficient du talus en fonction de la nature du sol

| Sols | Profondeur de la tranchée | |
|----------------|---------------------------|------------|
| | Jusqu'à 1,5 m | Jusqu'à 3m |
| Sable | m = 0,5 | m = 1 |
| Limon sableux | m = 0,25 | m = 0,67 |
| Limon argileux | m = 0 | m = 0,5 |

Dans notre cas le sol est **limon argileux** dans sa totalité donc m=0.

d. Détermination de la capacité du godet :

La tranchée sera exécutée avec une pelle rétro, dont la capacité du godet est donnée dans le tableau de norme suivant, en fonction du volume de terrassement :

Tableau VII.2: Capacité du godet en fonction du volume de terrassement

| Volume du terrassement par une pelle (m ³) | ≤10000 | ≤10000 | >20000 | >100000 |
|--|-----------|----------|--------|---------|
| Capacité du godet (m ³) | 0,25-0,35 | 0,5-0,65 | 1-1,25 | 1,5 |

f. Choix de l'excavateur et le procédé d'excavation

Comme il a été mentionné précédemment, l'excavation sera réalisée mécaniquement alors le choix de l'engin (pelle mécanique équipée en rétro où en butée) se base sur leur champ d'application et l'exigence du chantier.

➤ **Pelle équipée en retro**

Les aptitudes de la pelle en rétro sont :

- Creuser en dessous de la surface d'appui à son niveau.
- Peut excaver dans la direction de la machine.
- Creuser avec grande précision et rapidité des tranchées à talus verticaux.
- **Pelle équipée en butée**

Les caractéristiques de la pelle en butée sont :

- Excavation en hauteur au-dessus de l'assise de la machine.
- Ramassage des matériaux.
- Connaissant la nature des travaux demandés et comparant le champ d'application ainsi que les caractéristiques de chacune des deux types de pelle, on opte pour une pelle équipée en rétro pour atteindre un rendement optimal de la pelle choisie.

g. Calcul du rendement d'exploitation de la pelle

Il est déterminé comme suit :

$$R = G \times n \times K_r \times K_u \times \frac{1}{K_f} \dots\dots\dots \text{VII.4}$$

Avec :

R : rendement d'exploitation de la pelle

G : capacité du godet de l'excavation (m³) ;

n : nombre de cycle de l'excavateur = 3600/T où T = (15 à 20) secondes.

On prend T=20secondes, alors :

$$n = \frac{3600}{20} = 180 \text{ cycle/h}$$

K_r : coefficient de remplissage K_r = (0,6 à 0,8). On prend égal à 0,7 ;

K_u : coefficient d'utilisation de temps K_u = (0,7 à 0,9). On prend égal à 0,8 ;

K_f : coefficient de foisonnement K_f = 1,2.

VII.1.4. Pose de la canalisation [4]

A. Le Principe de pose des canalisations

Le choix du type de pose des conduites s'effectue en fonction de la topographie du notre terrain et les différents types rencontrés :

- Pose en terre ;
- Pose en mauvais terrains ;
- Pose en galerie ;
- Pose en pentes ;
- Pose des conduites en traversées des routes et voies ferrées ;
- Pose à proximité d'une conduite d'assainissement ;
- Passage de ponts ;
- Traversée de rivière.

➤ **Pose en terre**

Pour la disposition des tuyaux dans les meilleures conditions, la pose en terre s'effectue dans une tranchée de largeur suffisante avec établissement des niches pour faciliter le travail lors de jointure.

Cette opération s'effectue par tronçon successif, en posant des tuyaux en files bien alignés et bien nivelés, tout en commençant par les points hauts. L'enfouissement des

Canalisations a pour but de les protéger contre les dégradations extérieur, de conserver la fraîcheur de l'eau et de la mettre à l'abri du gel.

➤ **Pose en mauvais terrains**

Si la conduite devra être posée en mauvais terrains (terrains marécageux), il pourra être nécessaire pour éviter les affaissements (tassement) qui rompraient la conduite où désassembleraient les joints ; de couler au fond de la tranchée une dalle en béton armé.

➤ **Pose en galerie**

La pose des conduites en galerie présente double avantages de faciliter leur surveillance et d'éviter les tassements de terrain en cas de fuite, ainsi l'ouverture de chaussée à l'occasion des réparations ou de remplacement. Cette pose est courante dans les villes ou agglomérations disposant déjà de galeries spéciales souterraines (égouts, caniveaux ou galeries spéciales visitables).

Les conduites sont posées sur les consoles en fonte d'aluminium scellées dans les pieds droits pour les petits diamètres, et sur les tasseaux pour les grands diamètres dans les galeries sèches spéciales.

➤ **Pose en pente**

Au-delà d'une certaine pente (25%), les frottements entre canalisations et les terres sont insuffisants pour maintenir la conduite, il convient alors d'équilibrer la composante axiale de gravité par l'utilisation de butées d'encrage ou de joints verrouillés, les deux techniques pouvant être associées.

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.

➤ **Traversée de rivière**

En fonction de la traversée et de l'importance de l'adduction, la pose de conduites à travers un oued demande certains travaux confortatifs. Deux cas peuvent se présenter :

Premier cas : l'existence d'une route servira également à supporter la conduite d'adduction.

Deuxième cas : si le pont route n'existe pas, la canalisation pourra suivre le lit de la rivière, elle sera posée sur des ouvrages spéciaux.

La pose des canalisations est effectuée selon les opérations suivantes :

- Aménagement du lit de pose ;
- Introduction de canalisation dans les tranchées.

B. Aménagement du lit de pose

Le lit de pose se fera en matériau fin (sable), permettant le drainage du fond de la tranchée, avec une couche d'au moins **10cm**.

$$V_s = b \times e \times L \dots \dots \dots \mathbf{VII.5}$$

Avec :

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

e : Epaisseur du lit de sable, $e = 10 \text{ cm}$;

L : Longueur de la tranchée (m).

C. Introduction de la canalisation

La pose de canalisation doit être faite de façon à respecter certaines recommandations :

- S'assurer au préalable qu'aucun corps étranger ne se trouve à l'intérieur de la tranchée et des tuyaux ;
- Nivelier soigneusement le fond de la tranchée en évitant les contres pentes ;
- Déposer la conduite au fond de la tranchée sans la laisser tomber moyennant des engins de levage ;
- De ne pas laisser les revêtements à endommager ;
- Vérifier l'alignement.

D. Epreuve de joint et de canalisation

Pour plus de sécurité l'essai de pression des conduites et des joints se fait avant le remblaiement on l'effectue à l'aide d'une pompe d'essai qui consiste au remplissage en eau de la conduite sous une pression de **1,5** fois la pression de service à laquelle sera soumise la conduite en cours de fonctionnement.

Cette épreuve doit durer **30 minutes** environ où la variation ne doit pas excéder **0,2 bars**.

VII.1.5. Remblaiement des tranchées

Une fois les épreuves réussies, la mise en place du remblai bien tassée est effectuée par un engin, choisissant le chargeur, on utilisant la terre des déblais.

Le volume des remblais sera le volume des déblais réduit du volume occupé par la conduite et du volume du lit de sable :

$$V_r = V_d - V_s - V_c \dots \dots \dots \text{VII.6}$$

$$S_c = \frac{\pi * D^2}{4} \dots \dots \dots \text{VII.7}$$

$$V_c = S_c * L \dots \dots \dots \text{VII.8}$$

Avec :

V_r : volume du remblai

V_d : volume du déblai (volume excavé)

V_c : volume occupé par la conduite

V_s : volume du sable fine.

S_c : section de la conduite (m^2) ;

D : diamètre de la conduite (m)

VII.1.6 Calcul du temps d'exécution

Les engins ont une durée d'exécution et se calcule de la manière suivante :

$$T_{ex} = \frac{V}{R} \dots \dots \dots \text{VII.9}$$

Avec :

T_{ex} : temps d'exécution (jr) ;

V : volume à enlever (m^3) ;

R : rendement de l'engin (m^3/jr).

Application numérique :

VII.1.7 Détermination du volume des travaux de l'adduction :

En appliquant les formules VII.1 VII.2 VII.3 VII.5 VII.6 VII.7 VII.8 on trouve les résultats suivants :

Tableau VII.3 : Détermination des différents volumes des travaux de l'adduction

| Tronçon | D (mm) | L(m) | H(m) | b(m) | St (m ²) | V _d (m ³) | V _s (m ³) | V _c (m ³) | V _r |
|--|--------|------|------|------|----------------------|----------------------------------|----------------------------------|----------------------------------|----------------|
| Réservoir existant-SP1 | 250 | 1892 | 1.25 | 0,85 | 1,06 | 2010,25 | 160,82 | 92,87 | 1757.0 |
| Station de Pompage-Station de Repris | 315 | 5797 | 1,26 | 0,92 | 1,16 | 6724,52 | 533,32 | 451,77 | 5738,91 |
| Station de Reprise-Réservoir de stockage | 315 | 940 | 1,26 | 0,92 | 1,16 | 1090,4 | 86,48 | 73,25 | 930,67 |
| Total | | | | | | 6253,8 | 840,94 | 641,58 | 9108,71 |

Remarque :

Pour le volume excédentaire on utilise des camions pour le transporter vers la zone de décharge, sinon on fait le remblayage des fouilles avec tout le volume de déblai, et dans ce cas on aura le volume de déblai égale au volume de remblai (càd : $V_r = V_d$), il sera tassé avec le temps,

VII.2. Travaux de la station de Pompage :

Tableau VII.4 : Les dimensions de la station de pompage

| Dimensions du bâtiment de la station (m) | | | | | | | |
|--|-------------|-------------|----------------------|--------------------|------------------|--------------------|------------------|
| Longueur (m) | Largeur (m) | Hauteur (m) | Epaisseur du Mur (m) | Portes (m) | | Fenêtres (m) | |
| 6.55 | 5.5 | 3.17 | 0,3 | Chambre des pompes | Bureau personnel | Chambre des pompes | Bureau personnel |
| | | | | 1.0 3x2 | 2x1 | 0.8x0.5 | 1,5 x 1 |

(Voir planche N° 6/6)

➤ Poteaux : $b \times b = 30 \times 30$

- Poutres : $b \times b = 30 \times 30$

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

Dans notre projet nous avons une deux stations de pompage la principale et celle de reprise (on vas estimer les volumes des travaux pour la station de pompage et on supposent que les deux station sont identiques) .

VII.2.1 Détermination de la capacité du godet: [10]

Le choix du bulldozer se fait en fonction de la capacité du godet de l'excavateur. Le bulldozer est utilisé pour le remblaiement de la tranchée après la pose des conduites.

Tableau VII.5 : Choix du bulldozer en fonction de la capacité du godet

| Capacité du godet de la pelle (m ³) | 0,3-0,65 | 0,75-1,0 | 1,25-1,5 | 2,0-3,0 |
|--|----------|----------|----------|---------|
| Classe du bulldozer d'après la puissance du tracteur (KW) | 40-60 | 70-118 | 120-140 | 150-300 |

Pour une capacité du godet de la pelle égale à **0,3 m³** nous prenons un bulldozer ayant les caractéristiques suivantes :

- Puissance $P_b = 40 \text{ KW}$;
- Largeur de la lame $L = 2-3 \text{ m}$;
- Hauteur de la lame $H=1-1,5 \text{ m}$.

La station de pompage a les dimensions suivantes :

- Cf. : Coté de fouille (carré) = 2 m ;
- Poteaux $b \times b = 30 \times 30$;
- Poutres $b \times b = 30 \times 30$.

VII.2.2 Calcul des volumes des travaux :

- **Décapage** : $V_d = L \times l \times e \text{ (m}^3\text{)}$.

Avec :

V_d : Volume décapé

L : Longueur du bâtiment (m)

l : largeur du bâtiment (m)

e : épaisseur à décaper (m)

Tableau VII.6 : Calcul volume de décapage et son temps d'exécution pour la station de pompage

| Station de pompage | Longueur (m) | largeur (m) | Hauteur (m) | e (m) | Vd (m ³) |
|--------------------|--------------|-------------|-------------|-------|----------------------|
| | 6.55 | 5.5 | 3.17 | 0,1 | 3.603 |

➤ **Excavation (fouilles) :**

Pour une fouille $V = 1,5 \times 1,5 \times 2 = 4.5 \text{ m}^3$.

Pour 4 fouilles $V_{exc} = 4,5 \times 4 = 18 \text{ m}^3$.

V_{exc} : Volume d'excavation (m³)

$$\mathbf{V_{exc} = 13,52 \text{ m}^3.}$$

➤ **Béton de propreté :**

Pour une épaisseur de 10 cm dans chaque fouille

$V_{bp} = 1,5 \times 1,5 \times 0,1 = 0,225 \text{ m}^3$.

Pour 4 fouilles $V_{bpt} = 4 \times 0,225 = 0.9 \text{ m}^3$.

V_{bp} : Volume du béton de propreté pour une fouille

V_{bpt} : Volume total du béton de propreté

$$\mathbf{V_{bpt} = 0.676 \text{ m}^3.}$$

➤ **Béton armé :**

Semelles :

$V_s = 0,3 \times 1,5 \times 1,5 = 0.675 \text{ m}^3$.

$V_{st} = 0,675 \times 4 = 2.7 \text{ m}^3$.

V_s : Volume du béton armé pour une semelle

V_{st} : Volume total du béton armé des semelles

$$\mathbf{V_{st} = 2,028 \text{ m}^3.}$$

Demi-poteau :

$V_{dp} = 0,3 \times 0,3 \times 1.5 = 0,135 \text{ m}^3$.

On a 12 demi-poteaux : $V_{dpt} = 4 \times 0,135 = 0.54 \text{ m}^3$.

V_{dp} : Volume du béton armé pour un demi-poteau

V_{dpt} : Volume total du béton armé des demi-poteaux

$$\mathbf{V_{dpt} = 0,54 \text{ m}^3.}$$

Poutre inférieure :

$V_{pinf} = (0,3 \times 0,7 \times 6.55 \times 2) + (0,3 \times 0,7 \times 5.5 \times 2) - (0,3 \times 0,7 \times 0,3 \times 2) = 4,935 \text{ m}^3$.

$$\mathbf{V_{pinf} = 4.935 \text{ m}^3.}$$

Dalle inférieure :

La dalle inférieure à une épaisseur de 10cm, on aura :

$V_{cinf} = 0,1 \times 6.55 \times 5.5 = 3.603 \text{ m}^3$.

$$\mathbf{V_{cinf} = 3,603 \text{ m}^3.}$$

Poteaux :

$V_p = 3.17 \times 0,3 \times 0,3 \times 4 = 1.141 \text{ m}^3$.

$$\mathbf{V_{pt} = 1.141 \text{ m}^3}$$

Poutres supérieures :

$$V_{psup} = (0,3 \times 0,5 \times 6,55 \times 2) + (0,3 \times 0,5 \times 5,5 \times 2) - (0,3 \times 0,5 \times 0,3 \times 2) = 4,935 \text{ m}^3.$$

$$V_{psup} = 3.525 \text{ m}^3.$$

Dalle supérieure :

$$V_{csup} = 3.603 \text{ m}^3.$$

Pour les deux constructions près fabriquées :**a) bureau personnel :**

$$(5,08 \times 3,17 \times 0,25) \times 3 = 12,077$$

$$(6,6 \times 3,17 \times 0,25) \times 2 = 5,231$$

b) chambre réservoir d'air :

$$4,60 \times 3,17 \times 0,25 = 3,645$$

$$2,42 \times 3,17 \times 0,25 = 1,917$$

$$V_{tc, pf} = 22,871 \text{ m}^3.$$

Remblai :

Ce volume correspond à un volume d'un remblai bien compacté.

➤ **Fouille :**

$V_0 = 4,5 \text{ m}^3$, est le volume d'une fouille.

$V_1 = 0,225 \text{ m}^3$, est le volume occupé par le béton de propreté.

$V_2 = 0,135 \text{ m}^3$, est le volume occupé par le demi - poteau.

$V_3 = 0,675 \text{ m}^3$, est le volume occupé par la semelle.

Le volume de remblai pour chaque fouille est :

$$V = V_0 - (V_1 + V_2 + V_3) = 4,5 - (0,225 + 0,135 + 0,675) = 3,47 \text{ m}^3.$$

Donc pour 4 semelles $V_t = 3,47 \times 4 = 13,88 \text{ m}^3$.

$$V_t = 13,88 \text{ m}^3$$

➤ **Remblai compacte de la dalle inférieure :**

$$V_{rc} = 1 \times 6,55 \times 5,5 = 36,025 \text{ m}^3$$

➤ **Remblai compacte total :**

$$V_{ret} = 13,88 + 36,025 = 49,905 \text{ m}^3$$

➤ **Maçonnerie :****Maçonnerie mur :**

On utilise le type de briques ;

Briques (30 × 20 × 10) ; $S_b = 0,06 \text{ m}^2$.

Surface du mur $S = 2 \times 3,17 \times (6,55 + 5,5) = 76,397 \text{ m}^2$.

$N_b = 76,397 / 0,06 = 1274$ Briques.

Nombre de brique qu'il faut commander est :

Puisque le mure est construit avec double mure de brique alors :

$N_b = 3210 \times 2 + 100 = 2648$ Briques.

VII.3. Travaux concernant le réservoir :

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

- Excavation
- Pose du tout venant
- Coulage du béton de propreté
- Coulage du béton du radier
- Coulage du béton du voile et des poteaux de la chambre de manœuvre

- Coulage du béton de la coupole et de la dalle de la chambre de manœuvre
- Maçonnerie de la chambre de manœuvre et des chicanes

a) Décapage

Les travaux de décapage consistent à débarrasser l'assiette de réservoir de la couche végétale (abatage des arbres ... etc.). L'épaisseur de la couche à éliminer est de **30cm**.

- **Décapage** : $V_d = (D+3) \times (D+3) \times e$ (m³).

Avec :

V_d : Volume décapé

D : Diamètre du reservoir (m)

e : épaisseur à décaper (m)

$$V_d = (17+3) \times (17+3) \times 0.3 = 120 \text{ m}^3.$$

b) Exécution des fouilles

L'exécution de fouille est une opération de terrassement qui consiste à creuser les fondations circulaires du réservoir. La fouille à exécuter ont les dimensions suivantes :

$$V_f = \frac{\pi * D^2}{4} \times E.$$

Avec :

V_f : Volume de fouille (m³).

D : Diamètre de la fouille (m);

E : profondeur de la fouille (m);

$$V_f = \frac{\pi * 17^2}{4} \times 2.00 = 453.96 \text{ m}^3$$

c) Coulage du béton de propreté

On procède à cette opération pour que les semelles des fondations reposent sur un socle propre et stable. Cette opération consiste à couler 10cm de gros béton au fond des fouilles.

$$V_{b.prop} = \frac{\pi * 17^2}{4} \times 0.1 = 22.70 \text{ m}^3$$

d) Coulage du béton armé :

Cette opération consiste à couler le béton des différentes pièces, ce béton est dosé à 400 kg/m³. Le béton est confectionné par une petite centrale à béton.

$$V_{semelle} = \frac{\pi * 17^2}{4} \times 0.3 = 68.1 \text{ m}^3$$

Volume des parois du réservoir

$$V_{parois} = \left[\left(\frac{\pi * 16.8^2}{4} \right) - \left(\frac{\pi * 16.6^2}{4} \right) \right] * 4 = 6.68 \text{ m}^3$$

Volume de coupole du réservoir :

$$V_c = 2 * \pi * R * h = 2 * \pi * 8.5 * 2.5 * 0.1 = 13.35 \text{ m}^3$$

e) Remblayage

Le remblayage des fouilles et des casiers, consiste à combler les vides par un remblai constitué des terres de déblai compacté.

$$V_r = V_f - V_{\text{prop}} - V_s$$

$$V_r = 363.16 \text{ m}^3$$

Avec :

V_r : volume du remblai

V_f : volume du déblai (volume excavé)

V_{prop} : volume de béton de propreté

V_s : volume de semelle.

f) Maçonnerie

Elle consiste pour le bâtiment au cloisonnement des différentes pièces, et pour le mur qui cerce l'ouvrage.

$L_1 = 20 \text{ m}$

$L_2 = 20 \text{ m}$

$H = 3 \text{ m}$

On utilise le type de briques ;

Briques ($30 \times 20 \times 10$) ; $S_b = 0,06 \text{ m}^2$.

Surface du mur $S = 3 \times 4 \times (20) = 240 \text{ m}^2$.

$N_b = 240 / 0,06 = 4000$ Briques.

VII.4.Choix des engins de terrassement

Le matériel utilisé pour les chantiers est le matériel classique des chantiers de travaux publics.

L'utilisation de gros engins mécaniques a réduit considérablement le prix et le temps des terrassements dont l'incidence, dans la construction des chantiers, se trouve ainsi sensiblement diminuée.

Les engins que nous allons utiliser sont :

- Une pelle hydraulique ;
- Un dozer ;
- Un chargeur ;
- Un vibreur du sol pour le compactage des fouilles et des tranchées.

VII.4.1.Pelle hydraulique

Les pelles sont des engins de terrassement qui conviennent à tous les terrains même durs marnes compactes, conglomérats, pour le chargement des roches débitées, exploitation des carrières notamment.

La pelle peut porter divers équipement qui en font un engin de travail à plusieurs fins :

- Godet normal pour travail en butée.
- Godet rétro pour travail en fouille et en tranché.
- Godet niveleur pour travail de décapage ou de nivelage.
- Benne preneuse pour terrassement en fouille ou déchargement de matériaux (sable, pierres...).
- Dragline pour travail en fouille.

Pour une pelle équipée en rétro ou pelle hydraulique le godet est porté par un bras simplement articulé et actionner par des vérins hydraulique. (Voir schéma ci-après)



Figure VII.1 : Pelle hydraulique

VII.4.2. Dozer

Les tracteurs niveleurs à chenilles (dozer) se sont répandus dans tous les pays du monde depuis les années 1940-45. Leur silhouette est devenue familière sur de très nombreux chantiers et de nombreux conducteurs, se sont exercés à la conduite de ces engins. Ainsi tout terrassement doit commencer par le décapage de la terre végétale ou couche supérieure du sol qui contient des débris végétaux ; ce résultat est pratiquement obtenu au cours de la déforestation.

Le bulldozer est une pelle niveleuse montée sur un tracteur à chenille ou à pneus.



Figure VII.2 : Dozer

VII.4.3. Chargeur

C'est un tracteur à pneus muni de godet de chargement et de déchargement à l'avant, on l'utilisera pour remblayer les fouilles, les casiers et la tranchée après pose de la conduite.



Figure VII.3 : Chargeur

VII.5. Accessoires :

Les accessoires sont comme suit :

VII.5.1. Robinets vannes :

On prévoit des vannes au niveau de la conduite d'adduction à fin d'isoler les tronçons de la conduite en cas d'avarie, on les place à la sortie de la conduite de départ, chaque (500m) si la longueur de la conduite est très longue.

On distingue les robinets vannes à coin (à opercule) et les vannes papillon.

a) Robinets-vanne à opercule :

Ce Sont des appareils de sectionnement qui doivent être complètement ouverts ou fermés. Leur encombrement est considérable Comparé à celui des vannes papillon.

De surcroît, à partir d'un certain diamètre, il convient d'installer des by-pass pour équilibrer les pressions qui s'exercent des deux côtés de l'opercule quand on veut les manœuvrer à partir de la position fermée.



Figure VII.4 : Robinet vanne à opercule

b) Vannes papillon :

Appareils de réglage de débit et de sectionnement et dont l'encombrement est faible. Il s'agit d'un élément de conduite traversé par un axe déporté entraînant, en rotation un disque obturateur appelé papillon. Diamètres plus importants de 100 à 2500 mm parfois plus.



Figure VII.5 : Robinets vanne papillon

VII.5.2. Clapets anti retour :

Le clapet anti retour est, en apparence, un appareil simple. Schématiquement, il fonctionne comme une porte. C'est un accessoire permettant l'écoulement du liquide dans un seul sens.

Dans la réalité, le clapet doit s'adapter à de nombreux fluides, à des installations très variées présentant à chaque fois des contraintes mécaniques, hydrauliques, physiques ou chimiques différentes. On prévoit l'installation d'un clapet anti retour à la sortie de chaque pompe.



Figure VII.6 : Clapet anti-retour

VII.5.3. Ventouses :

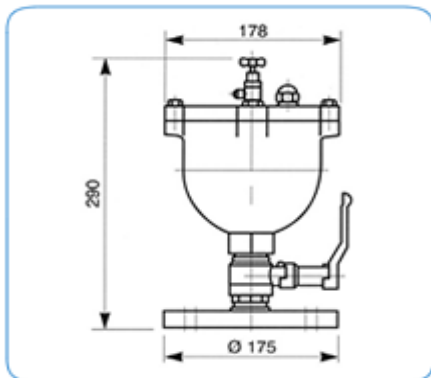
Une accumulation d'air peut se faire aux points hauts d'une conduite. La poche d'air provoque des perturbations qu'il s'agit d'éviter : diminution de la section, arrêt complet des débits, diminution de la pression et coups de bélier.

La ventouse évacue l'air emprisonné et garanti ainsi la bonne performance de débit des réseaux, par le fait que l'air ne fera pas une **bulle rétrécissant le diamètre** de passage de l'eau.

Les ventouses sont placées sur tous les **points hauts** d'un réseau.

L'évacuation de l'air se fait par l'intermédiaire d'une ventouse qui peut être manuelle ou automatique.

- ✓ Une ventouse manuelle est un simple robinet que l'on manœuvre périodiquement.
- ✓ Les ventouses automatiques sont des pièces évacuant l'air dès qu'il se forme une poche notable.

Ventouse Simple Fonction**Ventouse Automatique Simple Fonction****Fonction**

Dégazage permanent de l'air des conduites en service sous pression.

Limites d'utilisation :

- Pression maxi de service : 25 bars
- Pression mini de service : 0,3 bars
- Température maxi de service : 90°C

Raccordement

- Par taraudage femelle 1" Gaz
- Par bride DN 40-60 PN 10-16-25-40

Poids

- Ventouse seule : 4 Kg
- Avec bride : 5 Kg

Matériaux

Fonte et acier inox.

Ventouse Triple Fonction**Ventouse Automatique Triple Fonction****Fonction**

- Sortie de l'air à grand débit lors de la mise en eau de la canalisation.
- Dégazage automatique de l'air en service sous pression.
- Entrée d'air à grand débit pour la vidange de la canalisation.

Limites d'utilisation

- Pression maxi de service : 25 bars
- Température maxi de service : 80°C
- Etanchéité maximum à très faible pression

Raccordement

Par bride DN 40-60-80-100-150-200-250 PN 10-16-25-40

Matériaux

Fonte et acier inox

Toutes ces ventouses sont disposées dans des regards visitables et leur bon fonctionnement doit être vérifié périodiquement.

Figure VII.7 : Ventouse volume déblai

VII.6. Devis estimé pour la réalisation du projet :

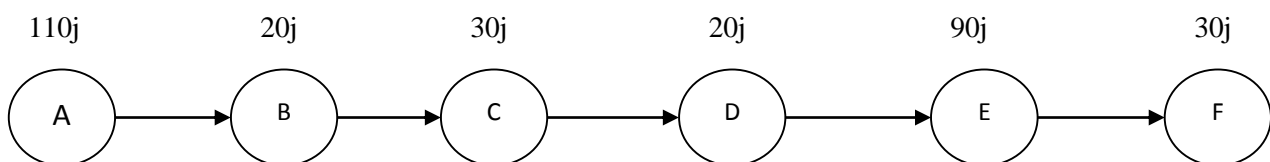
Tableau VII.7 : Devis estimé pour le projet :

| N° | Désignation des travaux | unité | Quantités | Prix unitaire DA | Montant DA |
|---------------------|--|-------|-----------|---------------------|----------------------|
| I | Travaux d'adduction | | | | |
| 1 | Terrassements à la machine en terrain ordinaire | m3 | 6253,8 | 250,00 | 1 563 450,00 |
| 2 | Décapage | m2 | 37532 | 100,00 | 3 753 200,00 |
| 3 | Fourniture et pose de sable fin ou tuff ,ép= 10 cm | m3 | 841 | 800,00 | 672 752,00 |
| 4 | Remblais en terres épierrées | m3 | 493 | 10,00 | 4 930,00 |
| 5 | Evacuation des terres excédentaires à la décharge publique | m3 | 1376 | 20,00 | 27 520,00 |
| II | Canalisation et pièces spéciales | | | | |
| 1 | Fourniture Pose de conduite en PEHD PEHD PN16 -DN 315 | ml | 6737 | 6 844,50 | 46 111 396,50 |
| 2 | Fourniture Pose de conduite en PEHD PEHD PN10 -DN 250 | ml | 1892 | 3 036,15 | 5 744 395,80 |
| 3 | Fourniture Pose de conduite en PEHD PEHD PN10 -DN 200 | ml | 754 | 1 931,48 | 1 456 335,92 |
| 4 | Fourniture Pose des ventouses pour Ø315 | U | 3 | 55 000,00 | 165 000,00 |
| 5 | Fourniture Pose des ventouses pour Ø200 | | 4 | 45 000,00 | 180 000,00 |
| 6 | Fourniture Pose des Vanne de sectionnement Ø315 | | 22 | 55 000,00 | 1 210 000,00 |
| 7 | Fourniture Pose des Vanne de sectionnement Ø250 | U | 6 | 50 000,00 | 300 000,00 |
| 8 | Fourniture Pose des Robinet de vidange Ø315 | U | 8 | 55 000,00 | 440 000,00 |
| 9 | Fourniture Pose des Robinet de vidange Ø250 | U | 2 | 50 000,00 | 100 000,00 |
| III | Génie-civil | | | | |
| 1 | Réalisation de regards en béton armé (armatures en T10 en double nappes, d'épaisseur 15 cm),y compris tampon en fonte ,dimension :1,0 x1,0x1,2 m | U | 20 | 50 000,00 | 1 000 000,00 |
| 2 | Fourniture et Pose de tabernacles et bouches à clé pour vannes, y compris brides et toutes sujétions de bonne exécution | U | 20 | 7 000,00 | 140 000,00 |
| IV | station de pompage | | | | |
| 1 | Décapage | m3 | 4 | 100,00 | 360,30 |
| 2 | Volume déblai | m3 | 14 | 100,00 | 1 352,00 |
| 3 | Béton ordinaire | m3 | 1 | 10 000,00 | 6 760,00 |
| 4 | Béton armé | m3 | 37,338 | 40 000,00 | 1 493 520,00 |
| 5 | fenêtre (0,8X0,5) m2 métallique | U | 3 | 7 000,00 | 21 000,00 |
| 6 | fenêtre (1,5X2 m2) en bois | U | 4 | 5 000,00 | 20 000,00 |
| 7 | Porte principale | U | 1 | 40 000,00 | 40 000,00 |
| 8 | Portes | U | 4 | 9 000,00 | 36 000,00 |
| 9 | Briques | U | 2650 | 21,00 | 55 650,00 |
| 10 | Réservoir d'air 2000l | U | 1 | 70 000,00 | 70 000,00 |
| 11 | Pompe (95m-49 l/s) | U | 2 | 800 000,00 | 1 600 000,00 |
| V | station de pompage II | | | | 4 344 642,00 |
| VI | Réservoir 1000 | | | | |
| 1 | Décapage | m3 | 120 | 100,00 | 12 000,00 |
| 2 | Excavation | m3 | 454 | 250,00 | 113 490,00 |
| 3 | Béton ordinaire | m3 | 23 | 10 000,00 | 227 000,00 |
| 4 | Béton armé | U | 88 | 40 000,00 | 3 520 000,00 |
| 5 | Briques | U | 4000 | 20 | 80 000,00 |
| VII | Divers | | | | |
| 1 | Défection et remise à l'état initial des trottoirs y compris béton, carrelage, treillis à souder et toutes sujétions de bonne exécution | m2 | 370 | 2 500,00 | 925 000,00 |
| 2 | Fourniture et pose de grillage avertisseur couleur bleue | ml | 9 383,00 | 100 | 938300 |
| total HT | | | | | 75 374 054,52 |
| TVA 19% | | | | | 14 321 070,36 |
| Total en TTC | | | | | 89 695 124,88 |

VIII.7. Définitions des tâches et leurs durées :**A- Adduction :****Tableau VII.8 :** Temps de réalisation des opérations de l'adduction

| Notation | Opération | Durée (jour) |
|----------|--|--------------|
| A | Excavation de la tranchée | 110 |
| B | Lit de sable | 20 |
| C | Pose de conduite | 30 |
| D | Epreuve de joint et de la canalisation | 20 |
| E | Remblais | 90 |
| F | Compactage | 30 |

Donc le réseau à nœud de ces tâche est représenté comme suit :

**Figure VII.8** Réseaux à nœuds pour l'adduction**B- Ouvrage génie civils : station de pompage & réservoir :**

Les tâches de construction de ces ouvrages leurs durées sont mentionnées sur le tableau VII.9

Tableau VII.9. : Temps de réalisation des opérations de la station de pompage

| Notation | Opération | | Durée (jour) |
|----------|---|---|--------------|
| | Station de pompage | RESEVOIRE | |
| A | Décapage | | 3 |
| B | Excavation | | 7 |
| C | Coulage du béton de propreté. | | 2 |
| D | Coulage du béton pour les semelles. | Coulage du béton pour le radier | 3 |
| E | Coulage du béton pour les demi-poteaux. | | 5 |
| F | Remblayage et compactage des fouilles. | | 3 |
| G | Construction des murés | Construction des murs de contour extérieur | 7 |
| H | Coulage béton longrines inférieures. | Coulage du béton pour le ½ mure | 15 |
| I | Remblayage et compactage des casiers. | Coulage du béton pour le reste de mure | 6 |
| J | Coulage de la chape inférieure | Remblayage | 2 |
| K | Coulage béton poteaux et des voiles de la salle de machines. | Coulage béton poteaux pour la chambre de vannes | 20 |
| L | Coulage du béton pour longrines supérieures et de la dalle. | Coulage du béton pour la coupole | 60 |
| M | Maçonnerie et finition générale. | | 60 |
| N | Embellissement (trottoirs, bitumage et verdure), évacuation des débris et nettoyage | | 7 |

Tableau VII.10 : tâches qui précèdent et qui succèdent chaque opération de réservoir et la SP

| opérations | précède | succède |
|------------|---------|---------|
| A | B | BC |
| B | C | A |

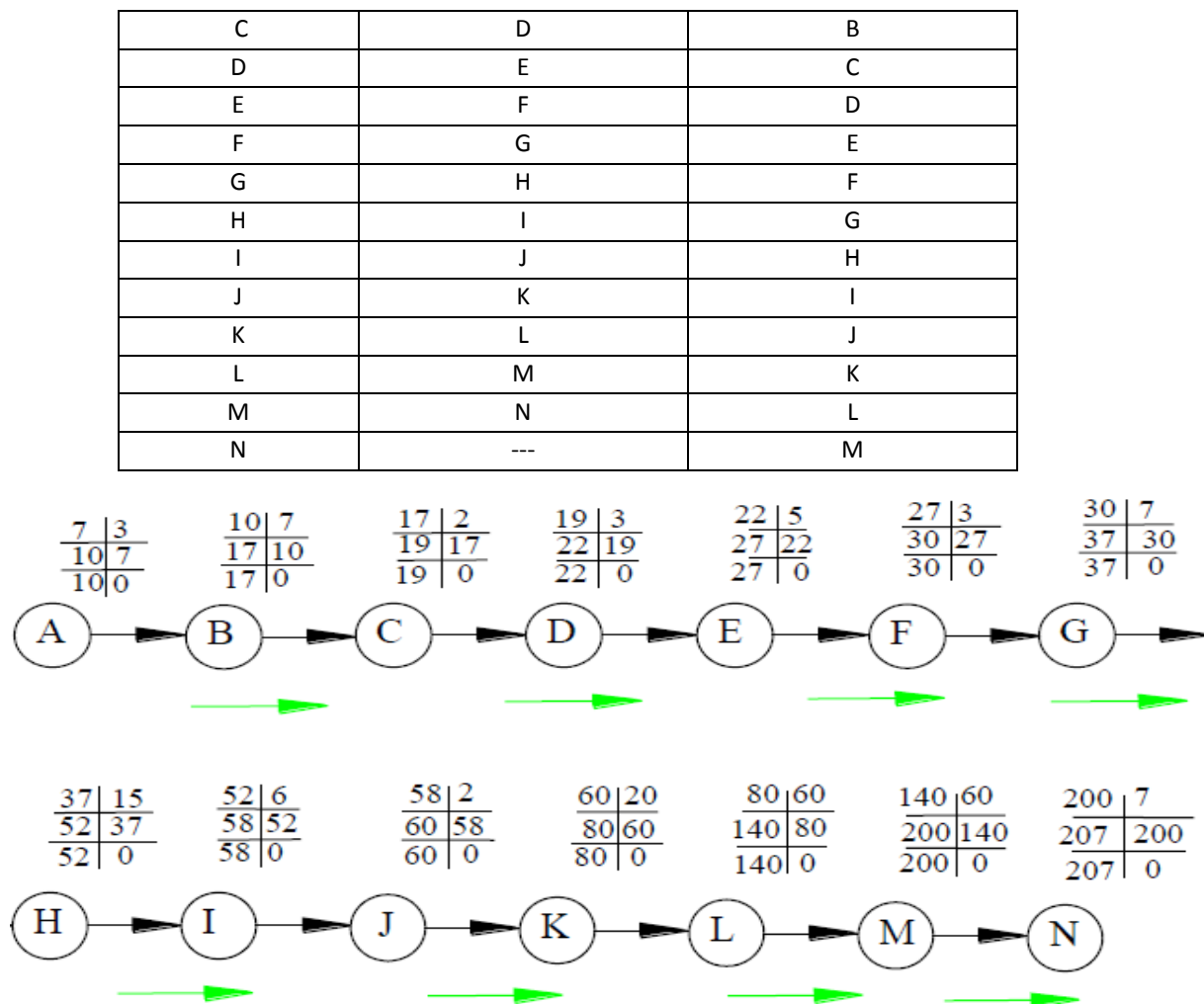


Figure VII.9 : Réseaux à nœuds (méthode CPM) du réservoir et de la SP

Conclusion : le temps de réalisation de l'ensemble de projet est 207j ou bien 7 mois.

VII.8. Protection et sécurité du travail

Introduction

Les problèmes et les accidents du travail qui en découlent ont une grande incidence sur le plan financier, sur le plan de la protection et surtout sur le plan humaine. C'est la raison pour laquelle un certain nombre de dispositions est pris afin de permettre aux travailleurs d'exercer leur profession dans les bonnes conditions.

VII.8.1. Causes des accidents de travail dans un chantier hydraulique

Généralement les accidents de travail imputables à des conditions dangereuses et actions dangereuses sont causés par deux facteurs :

VII.8.1.1. Facteurs humains

Manque de contrôle et négligence

La fatigue des travailleurs, manque de maîtrise et de responsable.

Encombrement dans les différentes phases d'exécution des travaux de travail inadapté.

VII.8.1.2. Facteurs matériels

- Outillage, engins, et machines de travail.
- Nature des matériaux mis en œuvre.
- La difficulté posée lors de l'exécution du travail.

- Les installations mécaniques et électriques.

VII.8.2. Liste des conditions dangereuses

- Installations non protégées.
- Installations mal protégées.
- Outillages, engins et machines en mauvais état.
- Protection individuelle inexistante.
- Défaut dans la conception et dans la construction.
- Matières défectueuses.
- Stockage irrationnel.
- Mauvaise disposition des lieux.
- Eclairages défectueux
- Facteurs d'ambiance impropres.
- Conditions climatiques défavorables.

VII.8.3. Liste des actions dangereuses

- Intervenir sans précaution sur des machines en mouvement.
- Agir sans prévenir ou sans autorisation.
- Neutraliser les dispositifs de sécurités.
- Intervenir sans précaution sur des installations sous pression, sous tension.
- Ne pas utiliser l'équipement de protection individuelle.
- Mauvaise utilisation d'un outillage ou engin.
- Importance durant les opérations de stockage.
- Adopter une position peu sûre.
- Travailler dans une altitude inappropriée.
- Suivre un rythme de travail inadapté.
- Plaisanter ou se quereller

VII.8.4. Mesures préventives pour éviter les causes des accidents

VII.8.4.1. Protection individuelle

Les équipements de protection individuelle peuvent être classés en une dizaine de familles en fonction - en particulier - de la zone corporelle protégée. Cette classification est d'ailleurs souvent retenue par les fournisseurs de ces produits.

- ❖ **Protection de la tête** : casques de chantier et spécifiques (pompiers), casquettes anti-heurts et accessoires (jugulaires, visières, bavolets de nuque), casques et bombes pour les cavaliers. La **protection de la tête** comprend :
- ❖ **Protection des yeux** : lunettes, sur lunettes, masques,
- ❖ **Protection auditives** : bouchons d'oreilles (éventuellement moulés), arceaux, casques et coquilles actives ou passives, dispositifs de communication (radio),
- ❖ **Protection du visage** : écrans faciaux, masques et cagoules (soudage), visières,
- ❖ **Protection respiratoire** : masques jetables ou réutilisables, demi-masques et masques à cartouches filtrantes, appareils respiratoires, d'épuration, de ventilation ;
- ❖ **Protection des mains** : gants, manchettes, pour tous risques et en toutes matières ;
- ❖ **Protection des pieds** : chaussures (femmes et hommes), bottes, cuissardes, waders, sabots, etc. pour risques en tout genre ;

- ❖ **Protection du corps** : vêtements professionnels génériques et spécifiques (y compris sur bottes, coiffes de têtes...), contre le froid, la chaleur, les intempéries, sécurité-incendie, soudeur, risque **chimique, vêtements haute visibilité** ;
- ❖ **Protections spécifiques** : dispositifs pour Travailleur Isolé, détecteurs de gaz, ceintures de maintien, genouillères, vêtements de plongée, etc



Figure VII.10 : équipements de la protection individuelle

VII.8.4.2. Autre protections

- Toute tranchée creusée en agglomération ou sous route sera protégée par une clôture visiblement signalée de jour comme de nuit (chute de personnes et d'engins).
- Prévenir les concernés avant d'entreprendre des travaux d'excavations des tranchées et vérifier la stabilité du sol.
- Les travailleurs œuvrant à la pioche ou la pelle sont tenus à laisser une distance suffisante entre eux.

VII.8.4.3. Protection collective

VII.8.4.3.1. Équipement de mise en œuvre du béton

L'entrepreneur ou bien le chef de chantier doit mettre en évidence les points suivants :

- Application stricte des règlements de sécurité.
- Affectation rugueuse du personnel aux commandes des points clés d'une Installation modern

Conclusion

Dans notre travail, on a déterminé le devis général des stations de pompage y compris celui de leurs réservoirs et de l'adduction. En premier lieu, nous avons fait une étude quantitative des volumes de travaux, puis nous avons établi une estimation du coût approximatif global de l'ensemble des travaux envisagés. Comme deuxième étape, nous avons entrepris une planification des travaux qui est nécessaire pour le bon déroulement des travaux et le suivi de la réalisation du projet.

Enfin le choix des engins les plus appropriés pour le bon déroulement des différentes étapes du projet.

Pour la réalisation d'ouvrage quelconque, il serait irrationnel de ne pas suivre l'ensemble des étapes précédemment citées (décomposition en tâches et ordonnancement...) vu l'importance des ouvrages à réaliser et le gain de temps donc d'argent que ces méthodes de conduite de chantier peuvent apporter.

CONCLUSION GENERALE

CONCLUSION GENERALE

Au cours de notre travail, nous avons étudié les installations, les ouvrages de stockage les équipements hydromécaniques nécessaires pour diriger l'eau du réservoir existant alimenté par la station de traitement de barrage de TILZDIT vers notre réservoir projeté sur une conduite de transfert de 9.4 km.

Cette étude d'adduction en eau potable est faite pour l'horizon 2048, dont la population de toute la commune d'étude atteindra 17344 habitants.

L'estimation des besoins maximums en eau de consommation indique qu'un débit de 3475 m³/j soit 40.22 l/s sera nécessaire pour répondre aux besoins de la région d'étude à l'horizon (2048),

Vu l'importance de la chaîne et le réseau de distribution et les nouvelles extensions nous avons constaté qu'il est nécessaire de projeter onze réservoirs 1000 m³ sur une cote du radier 710 m afin qu'on peut reprendre à une charge de 1 bar au point défavorable.

La grande différence d'altitude qui est de 189 m entre la sp1 et le réservoir de tête projeté de Haizer a exigé l'implantation de deux stations de pompage pour élever l'eau jusqu'à ce dernier.

Concernant le tracé d'adductions. Nous avons essayé de suivre la route parce que le terrain est accidenté dans sa globalité avec le matériau PEHD, la protection de cette adduction est pris en considération pour augmenter sa durée de vie, elle consiste à faire : la protection contre le régime transitoire, c'est la projection des réservoirs d'air 2000 l et 500l consécutivement ,

Au long du réseau d'adduction, on place des ventouses à chaque point haut pour évacuer les bulles d'air qui peuvent survenir à l'intérieur de la conduite, et des vidanges au niveau des points bas.

Enfin, Nous tenons à signaler qu'il est indispensable que les gestionnaires et les exploitants accordent une importance à la maintenance et à l'entretien de l'adduction, des réservoirs et des équipements hydromécaniques des stations de pompage à fin de garantir la pérennité du projet.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [1] **A. DUPONT** Paris **1977**« Hydraulique urbaine », Tome II, édition Eyrolles.
- [2] **A. LENCASTRE** « Hydraulique générale », édition Eyrolles, Paris 1983, p.349.
- [3] **H. GODART** « Technique de l'ingénieur (technologie de l'eau) », édition T.I., p.C5195
- [4] **B.SALAH**« Cours d'Alimentation en Eau Potable», cinquième année, p11,27, 29,72, 78,78a, 140.
- [6] **C.GOMELL et H.GUERREE** « La distribution d'eau dans les agglomérations de petite
- [7] **B. SALAH** « Cours d'Alimentation en Eau Potable», cinquième année, 72, 78, 78a, 140.
- [9] Catalogue CAPRARI

Mémoires de fin d'étude

- [8] **MR GUERGOUR SAMIR**, « Adduction en eau potable de la ville de Boghni à partir du barrage de Koudiet Acerdoune (W.TIZI-OUZOU) », (Mémoire de fin d'étude, ENSH, 2011)
- [5] **MR SELMANE Taki Eddine**«Adduction du centre urbain MALAAB à partir des réservoirs (2X3000) W.Tismsilt », (Mémoire de fin d'étude, ENSH, 2017)
- [10] **Mr DERDJINI Hamza** «Approvisionnement en eau potable des villages de Zougara et d'Ouled Ziane, commune de Keddara (W.Boumerdes) », (Mémoire de fin d'étude, ENSH, 2016)

Catalogues

- [9] **CAPRARI** « pompes multicellulaires à haute pression ».
- [11] **CHARLATTE** « Réservoirs hydraulique »

ANNEXE : prix et épaisseurs des conduites.

UNITE TUBE

GAMME DE PRIX

TUBES PEHD EAU (PE80 & PE100)

Selon la Norme ISO 4427

Prix du ml des conduites en PEHD selon GROUPE CHIALI (2018)

| TUBES PEHD : PN 06 | | | | | |
|--------------------|----------|---------|-----------------|------------------|-------|
| CODE | Diam Ext | EP (mm) | Prix HT (DA/ML) | Prix TTC (DA/ML) | |
| 11 002 0201 | Ø20 | - | | | PE80 |
| 11 002 0251 | Ø25 | - | 38,22 | 42,48 | PE80 |
| 11 002 0321 | Ø32 | - | 48,28 | 68,87 | PE80 |
| 11 002 0401 | Ø40 | 2 | 94,6 | 78,88 | PE80 |
| 11 002 0501 | Ø50 | 2,4 | 98,25 | 114,95 | PE80 |
| 11 002 0631 | Ø63 | 3 | 100,25 | 137,49 | PE80 |
| 11 002 0751 | Ø75 | 3,6 | 225,21 | 263,49 | PE80 |
| 11 006 0901 | Ø90 | 4,3 | 296,03 | 346,36 | PE100 |
| 11 006 1101 | Ø110 | 4,9 | 357,86 | 418,7 | PE100 |
| 11 006 1251 | Ø125 | - | 473,08 | 553,5 | PE100 |
| 11 006 1601 | Ø160 | 5,8 | 770,35 | 901,89 | PE100 |
| 11 006 2001 | Ø200 | 7,2 | 1163,39 | 1361,17 | PE100 |
| 11 006 2501 | Ø250 | 9,1 | 1950 | 2231,5 | PE100 |
| 11 006 3151 | Ø315 | 11,4 | 3080 | 3603,6 | PE100 |
| 11 006 4001 | Ø400 | 14,5 | 5134,24 | 6007,06 | PE100 |
| 11 006 5001 | Ø500 | 19,1 | 6938,13 | 8117,61 | PE100 |
| 11 002 6301 | Ø630 | 24,1 | 12682,5 | 14038,83 | PE100 |

| TUBES PEHD : PN 10 | | | | | |
|--------------------|----------|---------|-----------------|------------------|-------|
| CODE | Diam Ext | EP (mm) | Prix HT (DA/ML) | Prix TTC (DA/ML) | |
| 11 003 0201 | Ø20 | | 28,07 | 34,01 | PE80 |
| 11 003 0251 | Ø25 | 2,5 | 38,28 | 44,79 | PE80 |
| 11 003 0321 | Ø32 | 2,5 | 55,48 | 64,91 | PE80 |
| 11 003 0401 | Ø40 | 3 | 94,1 | 98,48 | PE80 |
| 11 003 0501 | Ø50 | 3,7 | 138,26 | 158,28 | PE80 |
| 11 003 0631 | Ø63 | 4,7 | 209,68 | 245,34 | PE80 |
| 11 003 0751 | Ø75 | 5,6 | 300,5 | 351,59 | PE80 |
| 11 007 0901 | Ø90 | 5,4 | 359,09 | 420,14 | PE100 |
| 11 007 1101 | Ø110 | 6,6 | 540,5 | 632,39 | PE100 |
| 11 007 1251 | Ø125 | 7,4 | 680,13 | 772,36 | PE100 |
| 11 007 1601 | Ø160 | 9,5 | 1142,25 | 1336,43 | PE100 |
| 11 007 2001 | Ø200 | 11,9 | 1650,84 | 1931,48 | PE100 |
| 11 007 2501 | Ø250 | 14,8 | 2590 | 3036,15 | PE100 |
| 11 007 3151 | Ø315 | 18,7 | 4093,57 | 4789,47 | PE100 |
| 11 007 4001 | Ø400 | 23,7 | 6098,74 | 7837,53 | PE100 |
| 11 007 5001 | Ø500 | 29,7 | 10152,51 | 11878,44 | PE100 |
| 11 007 6301 | Ø630 | 37,7 | 15733,76 | 18411,38 | PE100 |

| TUBES PEHD : PN 16 | | | | | |
|--------------------|----------|---------|-----------------|------------------|-------|
| CODE | Diam Ext | EP(m m) | Prix HT (DA/ML) | Prix TTC (DA/ML) | |
| 11 004 0201 | Ø20 | 2,3 | 32,12 | 37,65 | PE80 |
| 11 004 0251 | Ø25 | 2,8 | 50,65 | 58,49 | PE80 |
| 11 004 0321 | Ø32 | 3,6 | 78,51 | 91,88 | PE80 |
| 11 004 0401 | Ø40 | 4,5 | 120,95 | 141,51 | PE80 |
| 11 004 0501 | Ø50 | 5,6 | 188,28 | 220,29 | PE80 |
| 11 004 0631 | Ø63 | 7,1 | 297,95 | 348,5 | PE80 |
| 11 004 0751 | Ø75 | 8,4 | 407,8 | 477,13 | PE80 |
| 11 008 0901 | Ø90 | 8,2 | 610,71 | 597,53 | PE100 |
| 11 008 1101 | Ø110 | 10 | 767,19 | 888,91 | PE100 |
| 11 008 1251 | Ø125 | 11,4 | 967 | 1132,44 | PE100 |
| 11 008 1601 | Ø160 | 14,6 | 1550 | 1828,3 | PE100 |
| 11 008 2001 | Ø200 | 18,2 | 2472 | 2892,94 | PE100 |
| 11 008 2501 | Ø250 | 22,7 | 3915 | 4463,55 | PE100 |
| 11 008 3151 | Ø315 | 28,6 | 5850 | 6844,5 | PE100 |
| 11 008 4001 | Ø400 | 36,3 | 9320 | 10904,4 | PE100 |
| 11 008 5001 | Ø500 | 45,4 | 14911 | 17445,87 | PE100 |
| 11 008 6301 | Ø630 | 57,2 | 23123,5 | 27054,5 | PE100 |

| TUBES PEHD : PN 20 | | | | | |
|--------------------|----------|--------|-----------------|------------------|-------|
| CODE | Diam Ext | EP(mm) | Prix HT (DA/ML) | Prix TTC (DA/ML) | |
| 11 009 0901 | Ø90 | 10,1 | 637,09 | 733,7 | PE100 |
| 11 009 1101 | Ø110 | 12,3 | 948 | 1110,17 | PE100 |
| 11 009 1251 | Ø125 | 14 | 1202,75 | 1407,22 | PE100 |
| 11 009 1601 | Ø160 | 17,9 | 1947,58 | 2278,88 | PE100 |
| 11 009 2001 | Ø200 | 22,4 | 3121,79 | 3952,3 | PE100 |
| 11 009 2501 | Ø250 | 27,9 | 4846,33 | 5579,21 | PE100 |
| 11 009 3151 | Ø315 | 35,2 | 7588,88 | 8875,48 | PE100 |
| 11 009 4001 | Ø400 | 44,7 | 12110,03 | 14158,74 | PE100 |
| 11 009 5001 | Ø500 | 55,8 | 19053,81 | 22304,68 | PE100 |

00000000000000000000000000000000