

Higher National School of Hydraulic

The Library

Digital Repository of ENSH



المدرسة الوطنية العليا للري

المكتبة

المستودع الرقمي للمدرسة العليا للري



The title (العنوان):

Etude d'adduction pour le renforcement d'alimentation en eau potable de la ville de Bir el Ater (w.Tebessa).

The paper document Shelf mark (الشفرة) : 1-0014-18

APA Citation (APA توثيق):

Benamer, Aimen Amir (2018). Etude d'adduction pour le renforcement d'alimentation en eau potable de la ville de Bir el Ater (w.Tebessa)[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Digital Repository of ENSH aims to limit scientific production, whether published or unpublished (theses, pedagogical publications, periodical articles, books...)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، دوريات، كتب....) و بثه على الخط.

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

كل الحقوق محفوظة للمدرسة الوطنية العليا للري.

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE -ARBAOUI Abdellah-

DEPARTEMENT D'HYDRAULIQUE URBAINE

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option : ALIMENTATION EN EAU POTABLE

THEME DU PROJET :

Etude d'adduction pour le renforcement d'alimentation en eau potable de la ville de BIR EL ATER (W.Tébessa)

PRESENTE PAR :

BENAMER Aimen Amir

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
M^r KAHLERRAS Djillali	M.C.B	Président
M^r HEBBOUCHE Abdelhamid	M.A.A	Examineur
M^m KADI Latifa	M.A.A	Examineur
M^r DERNOUNI Youcef	M.A.A	Examineur
M^r HACHEMI Abdelkader	M.C.B	Promoteur

Septembre 2018

REMERCIEMENTS

En tout premier lieu, je remercie dieu qui nous a donné la force et le courage pour dépasser toute les difficultés.

Un grand merci à Mr HACHEMI Abdelkader pour son encadrement et ses conseils précieux et son encouragement durant toute cette période.

Un grand merci à mes Parents, familles, proches et amis qui m'ont soutenu.

Un grand merci aux membres du jury pour l'intérêt qu'ils ont porté à ce travail.

Enfin, Un grand merci à tous les enseignants qui ont contribué à notre formation et qui ont participé de près ou de loin à ce modeste travail.

ملخص

يهدف مشروعنا إلى توفير المياه الشروب لبلدية بئر العاتر من مياه الجوفية بمنطقة نقرين الواقعة بإقليم ولاية تبسة. يندرج هذا المشروع ضمن إطار المشاريع الكبرى التي تمنحها الدولة الجزائرية لتطوير الموارد المائية وإمداد السكان، خاصة أن المنطقة المعنية لديها نقص في مياه الشرب، وذلك بسبب الانفجار السكاني وتحسن مستوى المعيشة.

تتمثل هذه الدراسة في انشاء نظام تزويد بالمياه صالحة للشرب بما في ذلك الخزانات ومحطات الضخ ووضع جهاز حماية الأنابيب ضد ظاهرة انتقالية تسمى: "مطرقة الماء" ووضع منهجية لتنفيذ المشروع والوسائل المسخرة لتنفيذه.

Résumé

Notre projet a pour but l'alimentation en eau potable de la commune de Bir El Ater à partir du champ captant de negrine (Wilaya de Tébessa). Ce projet rentre dans le cadre des grands projets consentis par l'état Algérien pour valoriser la ressource hydrique et approvisionner les populations surtout que la région concernée recense un manque d'eau potable, et ce en raison de l'explosion démographique et de l'amélioration du niveau de vie.

Cette étude consiste à dimensionner le système d'adduction y compris les réservoirs et les stations de pompage, mettre un dispositif de protection des conduites contre un phénomène transitoire dit : coup de bélier et établir une méthodologie de mise en œuvre du projet et les moyens déployés pour son exécution.

Abstract

Our project aims to supply to the commune of Bir El Ater with drinking water from a catchment area of Negrine, city of Tébessa. This project is a part of projects given by the Algerian State to develop water resources and to ensure access to water provision especially that the concerned region is known by lack of drinking water because of the population explosion and standards of living improvement.

This study consists of dimensioning the system of adduction including the tanks and the pumping stations, putting a device of protection of the pipes against a transitory phenomenon called: water hammer and to establish a methodology of implementation of the project and the means deployed for its execution.

SOMMAIRE

Chapitre I-Présentation de la zone d'étude

Introduction :	3
I.1.Situation géographique de la zone d'étude [2]	3
I.2.Situation topographique :	3
I.3.Situation climatologique	4
I.3.1. Climatologie :	4
I.3.2. Températures :	4
I.3.4. Pluviométrie :	4
I.3.5. Vents :	5
I.4. Géologie :	5
I.5.Sismicité:	5
I.6. Situation hydraulique :	5
I.6.1. Sources souterraines :	5
Conclusion	5

Chapitre II-Estimation des besoins en eau

Introduction :	6
II.1. Evolution de la population	6
II.2. Catégories des besoins en eau potable :	7
II.3. Estimation des besoins.....	7
II.3.1. Choix de la norme unitaire de la consommation	7
II.3.2. Détermination de la consommation moyenne journalière	7
II.4. Calcul des besoins en eau	8
II.4.1. Agglomération.....	8
II.4.1.1. Besoins domestiques [3]	8
II.4.1.2. Besoins des équipements : [3].....	8
II.4.2. Fuites et gaspillage :	8
II.5. Consommation en eau totale moyenne	8
II.6. Variation de la consommation	9
II.7. Etude de la variation des débits journaliers	9
II.8. Etude de la variation des débits horaires	10
II.8.1. Consommation maximale et minimale horaire.....	10
II.9. Bilan demande et production des forages :	13
II.9.1. La production des champs captant :	13
II.10. Récapitulation des débits horaire :	14
Conclusion :	14

Chapitre III-Etude d'adduction

Introduction	15
III.1. Types d'adduction.....	15
III.1.1. Adduction gravitaire	15

III.1.2. Adduction par refoulement.....	15
III.1.3. Adduction mixte	15
III.2. Choix du tracé	15
III.3. Choix des matériaux de canalisation.....	16
Conclusion.....	17
III.4. Calcul hydraulique	18
III.4.1. Cas gravitaire	18
III.4.2. Cas refoulement	18
III.4.2.1 Calcul des pertes de charge.....	19
III.4.2.2. Calcul de la hauteur manométrique totale.....	20
III.4.2.3. Puissance absorbée par la pompe.....	20
III.4.2.4. Energie consommée par la pompe	20
III.4.2.5. Dépense annuelle de l'énergie	21
III.5. Proposition des variantes	21
III.5.1. Choix de la variante du tracé d'adduction.....	23
III.5.1. 1. Première variante :	23
III.5.1. 1. 1. La Station de pompage SP1 de Negrine vers la Station de reprise SP2 :	23
III.5.1. 1. 3. Station de reprise n°02 vers le réservoir tampon :	24
III.5.1. 1. 4. Réservoir tampon vers la station de pompage SP3 :	26
III.5.1. 1. 2. Station de reprise n°03 vers la station de reprise n°04 :	27
III.5.1. 1. 3. Station de reprise n°04 vers la station de reprise n°05 :	28
III.5.1. 1. 4. La station de reprise SP5 vers Réservoir tampon :	30
III.5.1. 1. 4. Réservoir tampon vers réservoir existant :	32
III.5.1. 2. La deuxième variante :	33
III.5.1. 2. 1. la Station de pompage de Negrine SP1 vers la Station de reprise SP2 :	33
III.5.1. 2. 2. Station de reprise n°02 vers Station de reprise n°03 :	34
III.5.1. 2. 3. Station de reprise n°03 vers le réservoir tampon :	36
III.5.1. 1. 4. Réservoir tampon vers la station de pompage SP4 :	38
III.5.1. 1. 5. La station de pompage SP4 vers la station de pompage SP5 :	39
III.5.1. 1. 5. La station de pompage SP5 vers le réservoir tampon (947 m NGA) :	40
III.5.2. Comparaison entre les variantes retenues	42
Interprétation.....	42
Conclusion.....	42

Chapitre IV- Etude de stockage

Introduction	43
IV.1. Le rôle des réservoirs	43
IV.2. Classification des réservoirs [3].....	43
IV.3. Choix du réservoir.....	43
IV.4. Equipements du réservoir.....	44
IV.4.1. Conduite d'arrivée ou d'alimentation	44
IV.4.2. Conduite de départ ou de distribution.....	45
IV.4.3. Conduite de trop-plein.....	45
IV.4.4. Conduite de vidange.....	45
IV.4.5. Conduite by-pass.....	46
IV.5. Détermination du volume des réservoirs d'alimentation	46

IV.5.1. La méthode analytique	46
IV.5.2. Méthode graphique	47
IV.6. Dimensionnement du réservoir :	47
IV.6.1. Réservoir de stockage :	47
IV.6.2. Dimensionnement du réservoir tampon :	49
IV.6.2.1. Détermination analytique du volume du réservoir tampon :	49
IV.6.2.2. Forme des réservoirs tampons :	50
IV.6.3. Dimensionnement de la bache de reprises de la station de pompage(SP)	51
IV.6.3.1. Bache de la station de pompage (SP1) :	51
IV.7. Hygiène et sécurité des réservoir	52
CONCLUSION	52

Chapitre V- Etude de pompage

Introduction	53
V.1. Définition	53
V.2. Type de pompe	53
V.3. Disposition et installation d'une pompe centrifuge	54
V.4. Choix du type de la pompe	54
V.5. Choix du nombre de pompe	54
V.6. Choix de l'emplacement de la station de pompage	54
V.7. Couplage des pompes	55
V.8. Courbes caractéristiques des pompes	55
V.9. Courbe caractéristique d'une conduite de refoulement	55
V.10. Point de fonctionnement des pompes	55
V.11. Modes de réglage	56
V.12. Calage des pompes Centrifuges	57
V.12.1. Installation en charge	57
V.12.2. Installation en aspiration	58
V.13. Moteur d'entraînement	59
V.13.1. Définition	59
V.13.3. Vitesse de rotation du moteur	59
V.14. Application à l'adduction de la ville Bir el ater	60
V.14.1. Pour la station SP1	60
V.14.1.3. Courbe caractéristique de la conduite	61
V.14.1.4. Dimensionnement des équipements des pompes	62
V.14.1.4.1. Conduite d'aspiration	62
V.14.1.5. Calage de la pompe	63
V.14.2. Pour la station SP2	64
V.14.2.3. Courbe caractéristique de la conduite	65
V.14.2.4.1. Conduite d'aspiration	65
V.14.2.5. Calage de la pompe	65
V.14.3. Pour la station SP3	66
V.14.3.3. Courbe caractéristique de la conduite	67
V.14.3.4. Dimensionnement des équipements des pompes	68
V.14.3.4.1. Conduite d'aspiration	68
V.14.3.5. Calage de la pompe	69

V.15. Pour la station SP4	69
V.15.1. Courbe caractéristique de la conduite	70
V.15.2. Dimensionnement des équipements des pompes	70
V.15.3. Conduite d'aspiration	70
V.15.4. Calage de la pompe	71
V.15.5. Pour la station SP5.....	72
V.15.5.1. Courbe caractéristique de la conduite	73
V.15.5.2 Mode de réglage :	74
V.15.5.3 Choix du mode de réglage :	75
V.15.5.4. Dimensionnement des équipements des pompes.....	76
V.15.5.4.1. Conduite d'aspiration	76
V.15.5.6. Calage de la pompe.....	77
V.15.6. Equipements en amont.....	78
V.15.7. Equipements en aval.....	78
V. 15.8. Génie civil de la station de pompage	79
V. 15.8.1. Calcul génie civil	79
V. 15.8.1.2. Hauteur du bâtiment	79
15.8.1.3. Longueur du bâtiment.....	80
V. 15.8.1.4. Largeur du bâtiment.....	80
V. 15.8.1.5. Dimensions des portes	81
V. 15.8.1.6. Dimensionnement des fenêtres	81
V. 15.8.1.7. Dimensionnement des marches d'escalier.....	81
V. 15.8.1.8. Dimensionnement du pont roulant	81
V.16. Equipements auxiliaire	82
V.16.1. Système de levage	82
Conclusion	83

Chapitre VI- Protection des conduites

Introduction	84
VII.1. Protection des conduites contre le coup de bélier Définition	85
VII.1.1. Les causes du coup de bélier	85
VII.1.2 Les conséquences du coup de bélier.....	85
VII.1.3. Description des phénomènes physiques	85
VII.1.4. Protection de la conduite gravitaire contre le coup de bélier	87
VII.1.5. Protection de la conduite de refoulement contre le coup de bélier.....	89
VII.1.5.1. Calcul des réservoirs d'air.....	89
VII.1.5.1.1. Dimensionnement des réservoirs d'air [2]	90
Conclusion	92

Chapitre VII- Gestion du projet

Introduction	93
VII.1. Différents travaux à entreprendre.....	93
VII.1.1. Travaux concernant l'adduction	93
VII.1.2. Travaux concernant les stations de pompage	93
VII.1.3. Travaux concernant les réservoirs.....	93

VII.1.4. Choix des engins de terrassement [5]	94
VII.2. Pose de canalisation [4].....	94
VII.2.1. Les actions reçues par les conduites.....	94
VII.2.3. La mise en tranchée	95
VII.2.5. Epreuve des joints et canalisation principale	96
VII.2.6. Remblaiement des tranchées	96
VII.2.7. Le compactage.....	96
VII.3. Pièces spéciales.....	96
VII.3.1. Robinets vannes.....	96
VII.3.2. Clapets anti retour	97
VII.3.3. Ventouses	98
VII.3.4. By-pass	98
VII.3.5. Crépines.....	98
VII.3.6. Joints de raccordement.....	98
VII.3.7. Organes de mesure.....	98
VII.3.8. Organes de raccordement.....	99
VII.4. Calcul des volumes des travaux de l'adduction.....	99
VII.4.1. Déblais d'excavation.....	99
VII.4.2. Lit de sable.....	100
VII.4.3. Remblais compactés	100
VII.4.4. Calcul du volume de terre à évacuer	100
VII.5. Calcul du volume des travaux de la station de pompage	100
VII.5.1. Volumes :	101
VII.6. Planification des travaux	104
VII.6.1. Station de pompage.....	104
VII.6.2. Adduction	105
VII.6.3. Réservoirs	105
V.7. Protection et sécurité du travail	107
VII.7.1. Causes des accidents de travail dans un chantier hydraulique	107
VII.7.2. Liste des conditions dangereuses.....	107
VII.7.3. Liste des actions dangereuses.....	108
VII.7.4. Mesures préventives pour éviter les causes des accidents	108
VII.7.4.1. Protection individuelle	108
VII.7.4.2. Autre protection.....	108
VIII.7.4.3. Engin de levage	109
VIII.7.4.4. Appareillage électrique	109
Conclusion.....	109

LISTE DES TABLEAUX

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

Tableau I 1 Températures moyennes:	4
Tableau I 2 précipitations moyennes (1993 – 2008) :	4

Chapitre II : Estimation des besoins en eau

Tableau II 1 Evolution de la population :.....	6
Tableau II 2 Détermination des besoins domestique.....	8
Tableau II 3 Détermination des besoins des équipements.	8
Tableau II 4 Récapitulation de la consommation en eau moyenne totale.....	9
Tableau II 5 Les besoins en eau maximale et minimale journalière de la ville	10
Tableau II 6 Répartition horaire du débit maximum journalier	11
Tableau II 7 Variation de débit horaire dans la ville de bir el ater.....	12
Tableau II 8 Liste des forages de production actuels (Champ captant OGLET AHMED).....	13
Tableau II 9 Liste des forages de production actuels (Champ captant DOKKARA)	13
Tableau II 10 Calcul des consommations maximale et minimale	14

Chapitre III : Etude de l'adduction

Tableau III 1 Variation journalière des tarifs de l'énergie	21
Tableau III 2 Calcul HMT du tronçon (Acier) (SP1 – SP2).....	23
Tableau III 3 Frais d'investissement tronçon (Acier) (SP1 – SP2).....	23
Tableau III 4 Frais d'exploitation tronçon (Acier) (SP1 – SP2)	23
Tableau III 5 Bilan de tronçon (Acier) (SP1 – SP2).....	24
Tableau III 6 Calcul HMT du tronçon (Acier) (SP2- Rt (512 m NGA)).....	24
Tableau III 7 Frais d'investissement (Acier) (SP2- Rt (508 m NGA)).....	25
Tableau III 8 Frais d'exploitation (Acier) (SP2- Rt (508m NGA))	25
Tableau III 9 Bilan de tronçon (Acier) (SP2- Rt (508 m NGA)).....	25
Tableau III 10 Caractéristiques de tronçon (Res- SP3)	26
Tableau III 11 Calcul HMT du tronçon (Acier) (SP3- SP4)	27
Tableau III 12 Frais d'investissement tronçon (Acier) (SP3- SP4).....	27
Tableau III 13 Frais d'exploitation tronçon (Acier) (SP3- SP4)	27
Tableau III 14 Bilan de tronçon (Acier) (SP3- SP4)	28
Tableau III 15 Calcul HMT du tronçon (Acier) (SP4- SP5)	29
Tableau III 16 Frais d'investissement (Acier) (SP4- SP5).....	29
Tableau III 17 Frais d'exploitation (Acier) (SP4- SP5).....	29
Tableau III 18 Bilan de tronçon (Acier) (SP4-SP5)	29
Tableau III 19 Calcul HMT du tronçon (Acier) (SP5- Rt (947 m NGA)).....	30
Tableau III 20 Frais d'investissement (Acier) (SP5- Rt (947 m NGA)).....	30
Tableau III 21 Frais d'exploitation (Acier) (SP5- Rt (947 m NGA))	31
Tableau III 22 Bilan de tronçon (Acier) (SP5- Rt (947 m NGA))	31
Tableau III 23 Caractéristiques de tronçon (Rt (947m NGA)- R _{ext}).....	32
Tableau III 24 Calcul HMT du tronçon (Acier) (SP1-SP2)	33
Tableau III 25 Frais d'amortissement du tronçon (Acier) (SP1-SP2).....	33
Tableau III 26 Frais d'exploitation du tronçon (Acier) (SP1-SP2).....	34
Tableau III 27 Bilan du tronçon (Acier) (SP1-SP2).....	34
Tableau III 28 Calcul HMT du tronçon (Acier) (SP2- SP3)	35
Tableau III 29 Frais d'amortissement du tronçon (Acier) (SP2- SP3).....	35
Tableau III 30 Frais d'exploitation du tronçon (Acier) (SP2- SP3).....	35
Tableau III 31 Frais d'exploitation du tronçon (Acier) (SP2- SP3).....	35
Tableau III 32 Calcul HMT du tronçon (Acier) (SP3- Rt (595 m NGA)).....	36
Tableau III 33 Frais d'amortissement du tronçon (Acier) (SP3- Rt (595 m NGA))	36
Tableau III 34 Frais d'exploitation du tronçon (Acier) (SP3- Rt (595 m NGA))	37
Tableau III 35 Bilan du tronçon (Acier) (SP3- Rt (595 m NGA))	37
Tableau III 36 Caractéristiques de tronçon (Res- SP4)	38
Tableau III 37 Calcul HMT du tronçon (Acier) (SP4- SP5)	39
Tableau III 38 Frais d'amortissement du tronçon (Acier) (SP4- SP5)	39
Tableau III 39 Frais d'exploitation du tronçon (Acier) (SP4- SP5).....	39
Tableau III 40 Bilan du tronçon (Acier) (SP4- SP5).....	39

Tableau III 41 Calcul HMT du tronçon (Acier) (SP5- RT(947 m NGA))	40
Tableau III 42 Frais d'amortissement du tronçon (Acier) (SP5- RT(947 m NGA))	40
Tableau III 43 Frais d'exploitation du tronçon (Acier) (SP5- RT(947 m NGA))	41
Tableau III 44 Bilan du tronçon (Acier) (SP5- RT(947 m NGA)).....	41
Tableau III 45 Comparaison entre les variantes retenues :.....	42

Chapitre IV : Les réservoirs

Tableau IV 1 Evaluation du volume résiduel du réservoir	48
Tableau IV 2 Dimensions du réservoir tampon	50
Tableau IV 3 Tableau donnant les dimensions des baches de reprise pour une forme rectangulaire.	51

Chapitre V : Etude dupompage

Tableau V 1 Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre.....	60
Tableau V 2 Caractéristiques de la pompe choisi pour SP1	60
Tableau V 3 Courbe caractéristique de la conduite de refoulement.....	61
Tableau V 4 Variation de la tension de vapeur d'eau en fonction de la température.	62
Tableau V 5 Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre.....	64
Tableau V 6 Caractéristiques de la pompe choisi pour SP2.....	64
Tableau V 7 Courbe caractéristique de la conduite de refoulement.....	65
Tableau V 8 Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre.....	66
Tableau V 9 Caractéristiques de la pompe choisi pour SP3.....	66
Tableau V 10 Courbe caractéristique de la conduite de refoulement	67
Tableau V 11 Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre.....	69
Tableau V 12 Caractéristiques de la pompe choisi pour SP4.....	69
Tableau V 13 Courbe caractéristique de la conduite de refoulement	70
Tableau V 14 Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre.....	70
Tableau V 15 Caractéristiques de la pompe choisi pour SP5.....	72
Tableau V 16 Courbe caractéristique de la conduite de refoulement	73
Tableau V 17 Tableau récapitulatif des résultats des modes de réglage de la pompe SP5	76
Tableau V 18 Récapitulation des dimensions du bâtiment de la station	81

Chapitre VI : Protection des conduites

Tableau VI 1 Les caractéristiques	87
Tableau VI 2 Calcul de célérité d'onde	87
Tableau VI 3 Calcul de surpression et dépression	88
Tableau VI 4 Calcul du temps de retour de l'onde de déformation.	88
Tableau VI 5 Calcul du suppression et dépression	89
Tableau VI 6 Les caractéristiques des différents tronçons de l'adduction de refoulement	91
Tableau VI 7 Caractéristiques du sol et de matériau.....	91
Tableau VI 8 Calcul de célérité d'onde des différents tronçons de l'adduction de refoulement.....	91
Tableau VI 9 Calcul de volume des différents réservoirs d'air de l'adduction de refoulement	92

Chapitre VII : Organisation de chantier

Tableau VII 1 Calcul des volumes pour l'adduction	100
Tableau VII 2 récapitulation des dimensions du bâtiment de la station	100
Tableau VII 3 les travaux de la station de pompage.	103
Tableau VII 4 Devis des différents travaux de la station de pompage.....	103
Tableau VII 5 Devis des différents travaux de réservoir.	104
Tableau VII 6 Durée des travaux pour les stations de pompage	104
Tableau VII 7 Durée des travaux pour l'adduction	105
Tableau VII 8 Durée des travaux pour le réservoir.....	105

LISTE DES FIGURES

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

Figure 1 Situation Administratif de la wilaya de Tébessa	3
--	---

Chapitre II : Estimation des besoins en eau

Figure 2 Évolution de la population	6
Figure 3 Bilan demande globale - Production des forages	14

Chapitre III : Etude de l'adduction

Figure 4 Tracé de la variante N°01	22
Figure 5 Tracé de la variante N°02	22
Figure 6 Bilan total du tronçon (SP1 – SP2)	24
Figure 7 Bilan total du tronçon (SP2- Rt (508 m NGA)).....	25
Figure 8 Bilan total du tronçon SP3- SP4.....	28
Figure 9 Bilan total du tronçon (SP4- SP5)	30
Figure 10 Bilan total du tronçon (SP5- Rt (947 m NGA)).....	31
Figure 11 Bilan total du tronçon (SP1- SP2)	34
Figure 12 Bilan total du tronçon (SP2- SP3)	36
Figure 13 Bilan total du tronçon (SP3- Rt (595 m NGA)).....	37
Figure 14 Bilan total du tronçon (SP4- SP5)	40
Figure 15 Bilan total du tronçon (SP5- RT(947 m NGA))).....	41

Chapitre IV : Les réservoirs

Figure 16 a : Arrivée par surverse	b : Arrivée par sur verse	44
Figure 17 a : Arrivée par dessous	b : Arrivée par dessous	44
Figure 18 Conduite de départ		45
Figure 19 Conduite de vidange et de trop plein.		46

Chapitre V : Etude du Pompage

Figure 20 Graphe représentatif de la détermination de point de fonctionnement	56
Figure 21 .point de fonctionnement de pompe	61
Figure 22 point de fonctionnement de pompe	67
Figure 23 point de fonctionnement de pompe	73
Figure 24 équipements en aval	78

Chapitre VI : Protection des conduites

Figure 25 Schéma des quatre phases du coup de bélier	86
Figure 26 Variation du volume d'air du réservoir anti bélier en cours des phases de fonctionnement	89

Chapitre VII : Organisation de chantier

Figure 27 Profondeur de tranchée.....	95
Figure 28 Robinet vanne à opercule	97
Figure 29 Robinets vanne papillon	97
Figure 30 Diagramme de GANTT des stations de pompage	106
Figure 31 Diagramme de GANTT de réservoir	106
Figure 32 Diagramme de GANTT de l'adduction	106

LISTE DES PLANCHES

Planche N° 1. Plan Topographique

Planche N° 2. Profil en long de l'adduction (SP3 -SP4)

Planche N° 3. Plan de réservoir tampon

Planche N° 4. Plan de la station de pompage

Planche N° 5. Planche accessoires

Nomenclature

A : Frais d'amortissement (DA). a : Célérité d'onde (m/s).
C : Capacité de portée du pont roulant (kg).
DRE : Direction des ressources hydrique
dot : Dotation journalière (l/j/hab.).
D : Diamètre (m).
E : Energie consommée pendant une année (Kwh).
H : Hauteur utile optimale d'eau (m).
Hp : Hauteur de la pompe (m). Hs : Hauteur du socle (m).
Hr : Hauteur de réserve (m). H0 : Pression minimal (m).
Happ : Hauteur manométrique appelée (m).
i : Taux d'annuités
K : Dépenses annuelles d'énergie (DA).
Kmax,j : Coefficient d'irrégularité maximum journalier .
Kmin,,j : Coefficient d'irrégularité minimum journalier .
n : Durée de l'amortissement de la conduite,
N : Nombre de consommateurs (hab).
Nm : Vitesse de rotation du moteur (tr/mn).
Np : Vitesse de rotation de la pompe (tr/mn).
Pmoy : Précipitations moyennes annuelles(mm).
P : Puissance de pompage (Kw).
Pm : Puissance du moteur(watt)
Qperte : Débit des pertes.
Qdom : Débit domestique.
Qmoy,j : Consommation moyenne journalière (m3/j).
Qmax,j : Débit de consommation maximum journalier(m3/j)
Qmin,,j : Débit de consommation minimum journalier (m3/j).
Qmoy,h : Débit moyen horaire (m3/h).
Qapp : Débit demandé ou débit appelé.
Re : Nombre de Reynolds.
Sf : Surface d'une seule fenêtre (m2).

SP1 : Station de pompage n° 1.

SP2 : Station de reprise

SP3 : Station de pompage n° 2.

SP4 : Station de reprise

SP5 : Station de reprise

S : Section du réservoir (m²).

T_{moy} : Températures moyennes mensuelles(c°).

t : Temps de pompage par jour (h).

T_f : Temps de fonctionnement de la pompe

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

U₀ : Volume d'air comprimé (m³).

V_{moy} : Vitesses du vent moyennes (Km/h)

V_t : Volume total du réservoir (m³).

V_{inc} : Volume d'incendie (m³).

V : Vitesse moyenne d'écoulement en (m/s).

η_p : Rendement de la pompe

ΔH_l: Pertes de charge linéaires en (m).

ΔH_s: Pertes de charge singulières (m).

ΔH_t: Perte de charge totale(m).

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

δ : Prix du Kwh, varie trois fois par jour.

ω : Poids volumique de l'eau,

ω = 9810 N/m³ .

Introduction générale

Introduction générale

Le manque d'eau potable est devenu la préoccupation quotidienne des algériens, la zone d'étude a besoin d'une quantité importante en eau, parce que les ressources actuelles (forages) ne permettent pas de satisfaire les besoins en eau de la région à cause d'une évolution démographique importante.

C'est dans ce contexte que s'inscrit notre étude qui consiste à l'étude de renforcement de l'alimentation en eau potable (AEP) de la ville de Bir El Ater à partir de champ de captage dans la zone sud pour répondre confortablement à la demande à notre horizon de calcul 2048.

Notre étude comporte sept chapitres qui peuvent être répartis sur quatre parties principales.

La première partie peut contenir les deux chapitres suivants :

-Une présentation globale du site : avant d'entamer le calcul hydraulique, il est nécessaire d'avoir certaines reconnaissances et données de bases, la détermination de la zone d'études, son climat, le nombre d'habitants.

-Estimation des besoins en eau : dans ce chapitre, nous examinerons les besoins qui doivent satisfaire la demande. L'aspect quantitatif des besoins nous permettra d'évaluer les volumes d'eau nécessaires à la consommation, ainsi que la répartition des débits dans le temps, qui conduisent aux dimensionnements des ouvrages d'écoulement ou d'accumulation.

La deuxième partie : l'étude vise ici, à définir l'ensemble des ouvrages et équipements pour assurer un approvisionnement en eau optimal de notre zone citée si avant. Elle englobe les trois chapitres suivants :

-Les réservoirs : ces ouvrages de stockage seront projetés pour mieux harmoniser la demande et la production. Les aspects économiques et techniques seront pris en compte pour l'emplacement de ces derniers. Leur dimensionnement peut se faire par deux méthodes (analytique et graphique).

-L'adduction : dans ce chapitre on étudiera, le choix du tracé, le choix de types des conduites, l'établissement du schéma hydraulique de l'adduction pour la zone en question et l'étude technico-économique qui comportera le dimensionnement des conduites en déterminant leurs diamètres économiques.

- Pompes et stations de pompage : l'accent est porté sur les équipements que comportera une station de pompage, le choix des pompes adéquates répondant aux exigences du projet en recherchant leurs points de fonctionnement. Et on terminera ce chapitre par l'étude de la cavitation.

La troisième partie sera consacrée pour les protections nécessaires pour l'adduction, à savoir :

1- Le coup de bélier : dont on étudiera, les causes qui peuvent créer ce phénomène :

Les suppressions et les dépressions dans les conduites qui ne doivent pas dépasser les pressions maximales de service, les différents dispositifs de protections, et cela afin d'éviter les dégâts qui peuvent survenir dans les conduites.

2- Organisation de chantier, protection et sécurité de travail.

Chapitre I

Présentation de la zone d'étude

Introduction :

Ce chapitre portera sur la description générale de toutes les données qui concernent la zone d'étude du point de vue géographique, topographique, climatologique, géologique, démographique et hydraulique, pour connaître les caractéristiques de la zone qui peuvent influencer la réalisation du projet.

I.1.Situation géographique de la zone d'étude [2]

La ville de BIR EL ATER est considérée parmi les grandes communes de la wilaya de Tébessa Elle est limite :

Au nord par les communes de EL OGLA EL MALHA.

Au l'Est par la communes SAFSAF EL OUESRA et la Tunisie.

Au Sud par la commune de NEGRINE ET LA TUNISIE.

Au l'Ouest par la commune de THLIDJENE.

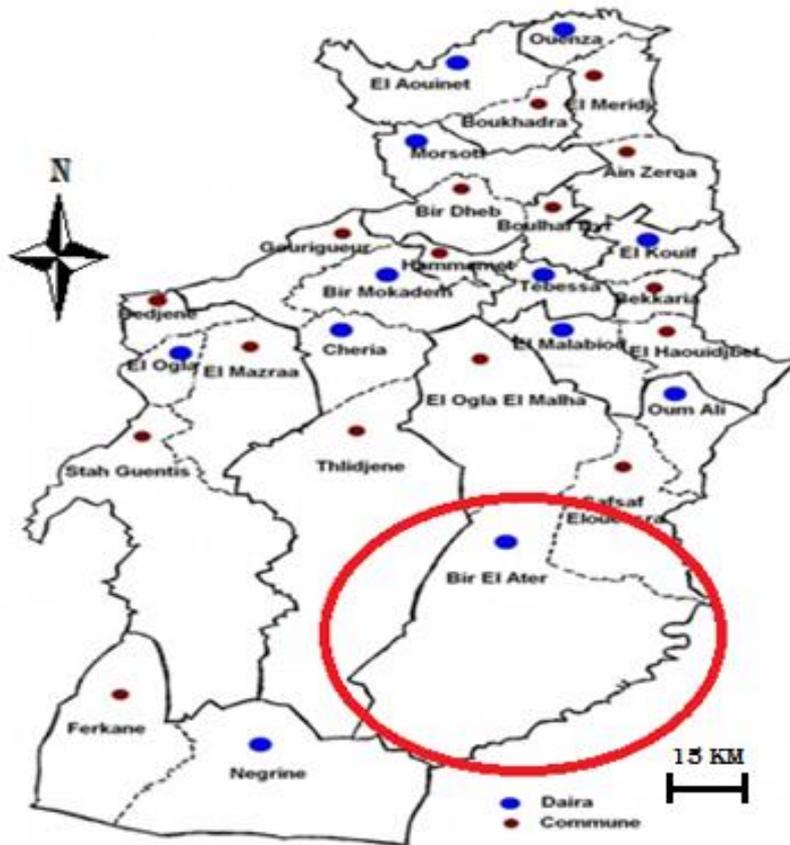


Figure 1 Situation Administratif de la wilaya de Tébessa (ADE)

I.2.Situation topographique :

La commune de Bir Al Ater est caractérisée par un relief plus ou moins plat avec des massifs montagneux, L'altitude varie de 800 a 1500 et peut atteint 1591 m (djbel ozmor). Elle est située à une Latitude de 34° 44' 55" Nord et une Longitude de 8° 03' 29" Est.

I.3. Situation climatologique

I.3.1. Climatologie :

La wilaya de Tébessa baigne dans une ambiance climatique Méditerranéenne de type Continentale où l'on distingue quatre (04) étages bioclimatiques :

- Le Subhumide (400-500mm/an), peu étendu, il ne couvre que quelques ilots limités aux sommets de quelques reliefs, Djebel Serdies et Djbel Bouroumane.
- Le semi-aride (300 à 400mm/an) représenté par les sous étages frais et froid couvre toute la partie Nord de la wilaya.
- Le sub- aride (200 à 300mm/an) couvre les plateaux steppiques de Oum-Ali, Saf Saf El-Ouessra, Thlidjane et Bir El Ater.
- L'aride ou saharien doux (-200mm/an), commence et s'étend au-delà de l'Atlas saharien et couvre les plateaux Sud de Negrine et de Ferkane.

I.3.2. Températures :

Les températures moyennes mensuelles sur une période de 15 années (1993—2008) enregistrées à la station de Tébessa représentés dans le tableau ci-dessous, font apparaître un hiver doux et un été chaud et des grands écarts entre les minimas et les maximas. surtout en été ce qui est une caractéristique typique du climat méditerranéen semi aride., (tableau I.1)

Tableau I 1 Températures moyennes mensuelles (1993—2008) :

Mois	Sep	Oct.	Nov.	Déc.	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil.	Aout
T C°	22.6	16.5	11.3	7.3	6	7.4	10.3	14	18.2	23.4	26.7	26.2

Source : ANRH Constantine

I.3.3. Humidité :

Cette région connaît des taux d'humidité relativement élevés, surtout pour la période Novembre - Mars où ils atteignent 70 % à 83%. Ces taux varient de 40% à 63% entre Avril et Octobre. Cette humidité explique l'existence de deux saisons.

- Une saison humide : Automne et Hiver.
- Une saison sèche en Été.

I.3.4. Pluviométrie :

La pluviométrie moyenne annuelle est de 300 à 400 mm sur ensemble de l'aire de l'étude. Les pluies sont irrégulières et souvent torrentielles en haute altitude.

Tableau I 2 précipitations moyennes (1993 – 2008) :

mois	Sep.	Oct.	Nov.	Déc.	Jan	Fév.	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Août
Précipitation (mm)	46.5	29.17	33.21	24.7	30.4	18.3	39.1	27.3	38.7	24.73	14.51	33.07

Source : ANRH Constantine

I.3.5. Vents :

Cette région est caractérisée par des vents varie entre calme et modéré et sa vitesse varie 1.5 à 2.2 m/s.

I.4. Géologie :

La région d'étude située a limite de la frontière Algéro-Tunisienne, elle appartient dans sa majeure partie, à l'Atlas saharien (plateau de Chéria et plaine d'EL Ma El Aboid)

I.5.Sismicité:

La willaya est de Tébessa a faible sismicité, selon le document technique réglementaire et les règles parasismique Algérienne (RPA/version 2003).

Par conséquent, aucune règle particulière ne sera appliquée sauf pour les constructions et édifices stratégique qui devant rester opérationnelle en cas de séisme majeur.

I.6. Situation hydraulique :**I.6.1. Sources souterraines :**

La ville de Bir el Ater est alimenté en eau potable à partir de deux forages :

- Le champ de captage « DOKKARA » de la Ville est comprenant 5 forages en exploitation donne un débit de l'ordre de 72 l/s.
- Le champ « OGLET AHMED », constitué de 04 forages donne un débit de l'ordre de 35 l/s.

Conclusion

Dans ce chapitre nous avons représenté la ville, pour connaitre la topographie, le climat la géologie, et la situation démographique et hydraulique de la zone de Bir el Ater. Ces différentes informations représentent les données de base pour l'élaboration de notre travail qui est le dimensionnement de l'adduction de cette zone concerné.

Chapitre II

Estimation des besoins en eau

Introduction :

L'objectif de ce chapitre est de faire une estimation des besoins en eau de la zone d'étude basée sur la population et son taux d'accroissement jusqu'à l'horizon d'étude ainsi que la norme de consommation et les différents équipements.

II.1. Evolution de la population

L'évolution démographique de la population est calculée par la formule des intérêts composés :

$$P_n = P_0 (1 + \tau)^n \dots\dots\dots (II-1)$$

- P_n : population à l'horizon de calcul (2048) ;
- P_0 : population de l'année de référence (2018) ;
- τ : taux d'accroissement naturel de la population; $\tau = 2 \%$
- n : nombre d'années séparant l'année de référence et l'horizon de calcul.
 $n = 30$ ans

Tableau II 1 : Evolution de la population :

Agglomération	2018	2030	2035	2040	2048
BIR EL ATER	75984	96366	106395	117469	137634

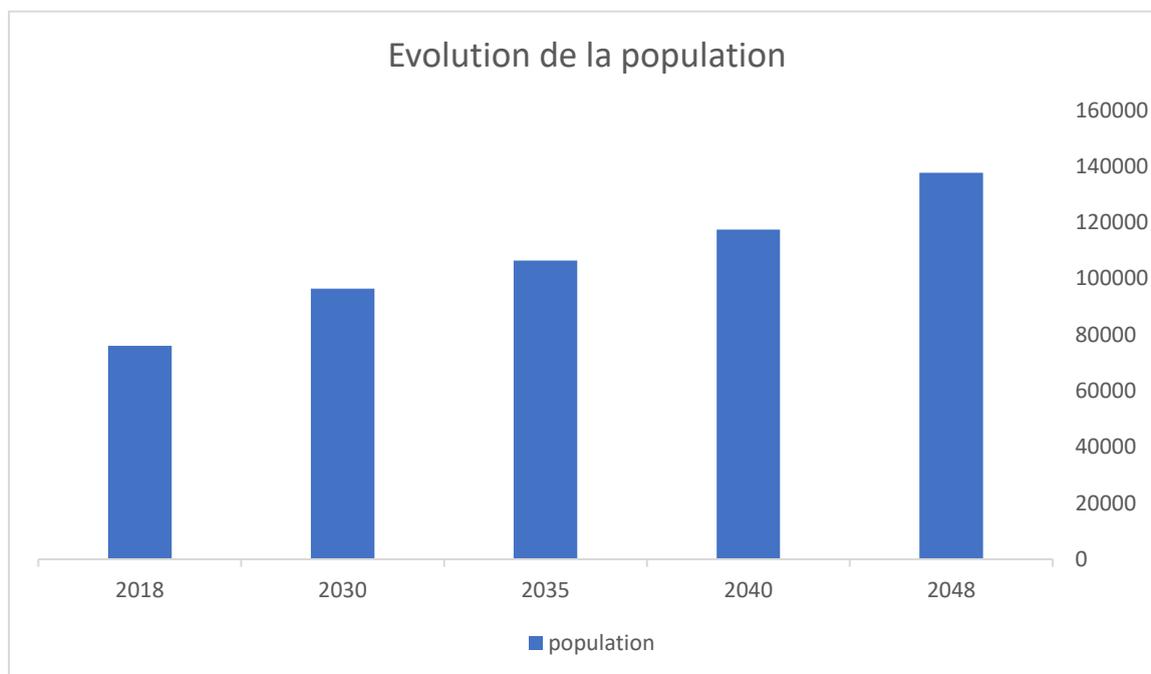


Figure 1 Évolution de la population

II.2. Catégories des besoins en eau potable :

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

➤ Besoins domestique :

On entend par besoins domestiques, l'utilisation de l'eau pour : 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.

➤ Besoins publics :

Ils comprennent 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.

➤ Besoins industriels :

Les entreprises industrielles ont besoin d'une quantité d'eau importante pour leur fonctionnement. La qualité d'eau exigée est différente d'une industrie à une autre en fonction du type du produit fabriqué ou transformé.

➤ 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.

➤ Besoins d'incendie :

Ils concernent, les quantités d'eau nécessaires pour la lutte contre l'incendie.

II.3. Estimation des besoins

II.3.1. Choix de la norme unitaire de la consommation

La quantité d'eau nécessaire à l'alimentation d'une agglomération est généralement évaluée, selon le type de consommateur, en litre par habitant et par 24 heures, par carré de surface de végétaux, par mètre cube, par tonne de productivité, par tête d'animal, par véhicule.....etc.

Cette quantité d'eau s'appelle la norme de consommation. Cette dernière dépend de certains critères dont les principaux sont :

- Le niveau de vie de la population ;
- Le nombre d'habitants ;
- Le développement urbain de la ville. L'existence de la ressource.
- Les habitudes de la population.

Dans le cas de notre étude, cette norme est fixée à **150 l/j /hab** par les services de l'hydraulique.

II.3.2. Détermination de la consommation moyenne journalière

Le débit moyen journalier est donné par :

$$Q_{mj} = (Q_i * N_i) / 1000 \dots \dots \dots (II-2)$$

Q_{mj} : consommation moyenne journalier [m³/j]

N_i : Nombre de consommateurs de chaque catégorie [hab]

Q_i : Norme moyenne journalière de consommation [l/j /hab]

II.4. Calcul des besoins en eau

II.4.1. Agglomération

II.4.1.1. Besoins domestiques [3]

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	75984	150	11397
2030	96366	150	14545
2035	106395	150	15959
2040	117469	150	17620
2048	137634	150	20645

II.4.1.2. Besoins des équipements : [3]

Les besoins des équipements concernent les besoins socioculturels, commerciaux et administratif sont estimer (10% à 15%) de la population totale de la ville.

Tableau II 3 Détermination des besoins des équipements.

Année	N ^{bre} d'habitants [hab]	%	Consommation moyenne Journalière [m ³ /j]
2018	75984	10	1139
2030	96366	10	1445
2035	106395	10	1595
2040	117469	10	1761
2048	137634	10	2064

II.4.2. Fuites et gaspillage :

Les fuites d'eau sur le réseau sont parfois importantes. Elles se produisent en grande partie sur les branchements particuliers. La recherche des fuites est une opération délicate. Généralement elles dépendent de l'état de réseau.

On estime les fuites et le gaspillage par 15 % du débit

totale : $Q_{\text{fuite}} = 22709 \times 15 \%$

$$Q_{\text{fuite}} = 3406 \text{ m}^3/\text{j}$$

II.5. Consommation en eau totale moyenne

Après l'étude détaillée des besoins, dressons un tableau récapitulatif pour pouvoir calculer Le débit total nécessaire pour alimenter la localité jusqu'à l'horizon de calcul.

Tableau II 4 Récapitulation de la consommation en eau moyenne totale

Désignation	Consommation moyenne Journalière (m ³ /j)
Domestique	20645
Les équipements	2064
Fuite et gaspillage	3 4 0 6
Total	26115

II.6. 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.7. 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 $K_{\max j}$.

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 $K_{\min j}$.

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

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

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

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

$Q_{\max j}$: débit maximum journalier (m³/j).

$Q_{\min j}$: débit minimum journalier (m³/j).

$K_{max,j}$: varie entre 1.1 à 1.3

Pour notre cas nous prenons $K_{max,j} = 1,2$

$K_{min,j}$: varie entre 0,7à 0,9

Dans notre cas $K_{min,j} = 0,9$

Le tableau II.7 représente la variation des besoins en eau journalière de la ville.

Tableau 5 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)
Domestique	20645	1,2	26838
Les équipements	2064	1,2	2476
Fuite et gaspillage	3 4 0 6	1.2	4087
Total	26115	1.2	31338

II.8. Etude de la variation des débits horaires

II.8.1. Consommation maximale et minimale horaire

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 la ville de Bir El Ater en basant sur le tableau II.7,

La variation du débit horaire est exprimée en pourcentage du débit maximum journalier. On doit établir la répartition horaire du débit maximum journalier pour notre ville à L’horizon 2040.

$K_{max,h}$: coefficient de variation maximale horaire

$$K_{max,h} = \Omega_{max} \phi_{max} \dots\dots\dots(II.5)$$

$K_{min,h}$: coefficient de variation minimale horaire

$$K_{min,h} = \Omega_{min} \phi_{min} \dots\dots\dots(II.6)$$

Consommation moyenne horaire (horizon 2040) :

$$Q_{moy,h} = Q_{max,j}/24$$

$$Q_{moy,h} = 31338/24 = 1305.7 \text{ m}^3/h$$

Tableau 6 Répartition horaire du débit maximum journalier

Heures	Nombre d'habitants				Aggl.de type rural
	< 10000	10001 à 50000	50001 à 100000	> 100000	
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	5.6	5.05	3.5
10-11	4.5	6.25	4.8	4.85	06
11-12	5.5	6.25	4.7	4.6	8.5
12-13	07	05	4.4	4.6	8.5
13-14	07	05	4.1	4.55	06
14-15	5.5	5.5	4.2	4.75	05
15-16	4.5	06	4.4	4.7	05
16-17	05	06	4.3	4.65	3.5
17-18	6.5	5.5	4.1	4.35	3.5
18-19	6.5	05	4.5	4.4	06
19-20	5.0	4.5	4.5	4.3	06
20-21	4.5	04	4.5	4.3	06
21-22	03	03	4.8	4.2	03
22-23	02	02	4.6	3.75	02
23-24	01	1.5	3.3	3.7	01

Le tableau 7 récapitule les variations des débits horaires pour la ville de Bir el ater

Tableau II 7 Variation de débit horaire dans la ville de Bir el ater

Heures	Consommation ($Q_{\max,j} = 32338$)		Consommation Cumulée	
	%	M ³ /h	%	Qc
0-1	3.3	1 083	3.35	1 083
1--2	3.2	1 051	6.6	2 134
2--3	3.3	1 067	9.9	3 201
3--4	3.2	1 035	13.1	4 236
4--5	3.2	1 051	16.35	5 287
5--6	3.4	1 099	19.75	6 387
6--7	3.8	1 245	23.6	7 632
7--8	4.45	1 439	28.05	9 071
8--9	5.2	1 682	33.25	10 752
9--10	5.05	1 633	38.3	12 385
10--11	4.85	1 568	43.15	13 954
11--12	4.6	1 488	47.75	15 441
12--13	4.6	1 488	52.35	16 929
13--14	4.5	1 471	56.9	18 400
14--15	4.75	1 536	61.65	19 936
15--16	4.7	1 520	66.35	21 456
16--17	4.6	1 504	71	22 960
17--18	4.35	1 407	75.35	24 367
18--19	4.4	1 423	79.75	25 790
19--20	4.3	1 391	84.05	27 180
20--21	4.3	1 391	88.35	28 571
21--22	4.2	1 358	92.55	29 929
22--23	3.7	1 213	96.3	31 141
23--24	3.7	1 197	100	32 338
Total	100	32338		

Le débit max horaire est : $Q_{\max,h} = 1682 \text{ m}^3/\text{h}$

II.9. Bilan demande et production des forages :

L'établissement des équilibres Besoins/Ressources permet de contrôler l'adéquation entre les besoins d'une part, et les capacités de mobilisation des ressources d'autre part, et permettra ainsi de définir les actions à mettre en place et le schéma de fonctionnement adéquat.

Il est ainsi possible de vérifier la bonne répartition des ressources et des réserves sur le système d'alimentation/distribution en jour de consommation moyenne comme en jour de pointe.

II.9.1. La production des champs captant :

Les forages actuellement exploités sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau II 8 Liste des forages de production actuels (Champ captant OGLET AHMED)

Désignation	Capacité de mobilisation
	(l/s)
SM1	13
OB1	13
E17	9
OA5	à l'arrêt
Total	35

Source : ADE Tébessa

Tableau II 9 Liste des forages de production actuels (Champ captant DOKKARA)

Désignation	Capacité de mobilisation
	(l/s)
DK1	28
DK2	12
DK3	18
DK4	5
DK5	9
Total	72

Source : ADE Tébessa

La production totale des deux champs captant est de l'ordre 107 l/s.

Le bilan vise à évaluer la capacité des forages à subvenir à ces besoins ; le bilan en situation actuelle et future, entre les besoins estimés et la production totale prévue est illustré ci-après :

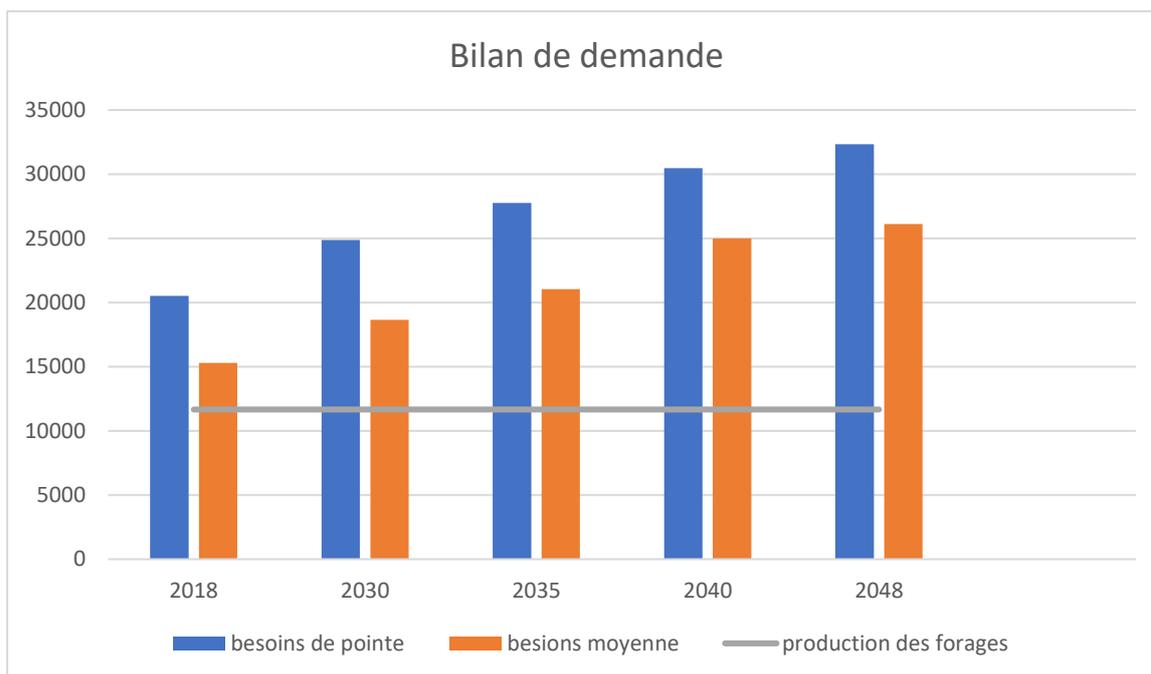


Figure 2 Bilan demande globale - Production des forages

La figure 2 montre qu'il y a un déficit en situation actuelle (2018) ce que relie à une production faible des forages existants par rapport au les besoins de la ville.

Le répondre du déficit de la ville Bir el ater ce fait par le renforcement en eau potable par un nouveau champ captant situer en la zone sud "negrine" par une production totale de 255 I/s (22093 m³/j)

II.10. Récapitulation des débits horaire :

Tableau II 10 Calcul des consommations maximale et minimale

La ville	$K_{\min, h}$	$Q_{\min, h}$ [m ³ /h]	$K_{\max, h}$	$Q_{\max, h}$ [m ³ /h]
Bir El Ater	0.24	1 035	1.68	1682

Conclusion :

Pour une population d'ordre de 137634 hab, nous a permis de déterminer tous les débits journaliers ($Q_{\max, j} = 31338 \text{ m}^3/\text{j}$) et un déficit de 22093 m³/j à l'horizon de calcul 2048, puis tracer les courbes de consommation horaires afin de connaître tous les débits horaires (maximum et minimum).

Chapitre III

Etude d'adduction

Introduction

Les deux points de production et de consommation sont éloignés l'un de l'autre. Pour cela, on utilise des moyens du transport de l'eau, ce transport se fait par pompage, gravitaire ou mixte à l'aide d'une adduction. Le transfert d'eau à partir le forage de negrine versa la ville de Bir el ater, nécessite le choix de meilleure variante d'adduction et la détermination des dimensions d'organes de transport de l'eau jusqu'à sa destination finale, qui est le but de ce chapitre.

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

Dans une adduction gravitaire, le point de captage se situe à une altitude supérieure à celle du réservoir de l'agglomération et l'écoulement se fait gravitairement c'est-à-dire sous l'effet de la pente.

III.1.2. Adduction par refoulement

Dans une adduction par refoulement, le point à alimenter se trouve à une altitude supérieure à celle du captage donc l'écoulement se fait par pompage.

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.

III.2. 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 sur profondeurs.
- Eviter la multiplication des ouvrages couteux 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.

III.3. 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. 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.3.1. 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.3.2. 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 maitresse alimentant une ville, l'acier n'est pas recommandé pour éviter la perturbation de l'alimentation en cas de fuite.

III.3.3. 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.

III.3.4.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.

Conclusion

Dans notre étude nous avons choisi des conduites en ACIER pour la partie refoulement, et vu les avantages qu'elles présentent :

- ils n'ont pas besoin comme les tuyaux en fonte de posséder des pièces spéciales (joints présentant une certaine élasticité).
- ils sont soudables.
- ils présentent une bonne étanchéité.
- ils peuvent supporter des pressions élevées.
- ils sont disponibles sur le marché.
- par leur élasticité, ils s'adaptent aux reliefs plus ou moins accidentés.
- La longueur courante de ces tuyaux varie entre 6 à 16 mètre suivant les diamètres.
- ils sont plus légers que les tuyaux en fonte, d'où l'économie sur le transport, mais ils sont plus lourds que les tuyaux en matières plastiques.

III.4. Calcul hydraulique

III.4.1. 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 :

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

ΔH_T : Perte de charge totale m

K' : Coefficient de perte de charge ;

L_{eq} : Longueur équivalente de la conduite

$$L_{eq} = L_g + L_{e_s} \dots\dots\dots(III.2)$$

L_g : Longueur géométrique de la conduite (m) ;

L_e : Longueur équivalente des pertes de charge singulière j(m) ;

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

$$\frac{\Delta H_L}{L} = 1.10 * \frac{\Delta H_p^{lin}}{L} \Rightarrow L_{eq} = 1,10 * L_g \dots\dots\dots(III.3)$$

ΔH_L : Perte de charge totale (m) ;

ΔH_p : Perte de charge linéaire (m).

III.4.2. Cas refoulement

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

- Formule de BRESSE :

$$D_{ec} = 1,5 * \sqrt{Q} \dots\dots\dots(III.4)$$

- Formule de BONNIN :

$$D_{ec} = \sqrt{Q} \dots\dots\dots(III.5)$$

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

Q : débit véhicule par la conduite (m³/s).

A. Amortissement annuel

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

$$A = \frac{i}{(i+1)^n - 1} + i \dots\dots\dots (III.6)$$

A: Frais d'amortissement (DA);

i : Taux d'annuité ; i = 8 % ;

n: Durée de l'amortissement de la conduite,

n = 30 ans. A.N:

$$A = \frac{0,08}{(0,08 + 1)^{30} - 1} + 0,08 = 0,088 = 8.88 \%$$

Et on dresse un tableau des frais d'amortissement en fonction de chaque diamètre (D1, D2, Dn).

B. 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.

III.4.2.1 Calcul des pertes de charge

Les pertes de charges présentent une portion de l'énergie mécanique de l'eau qui se transforme en chaleur sous l'effet du frottement entre les particules de l'eau et les parois de la canalisation, elles se présentent sous deux formes :

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

III.4.2.1.1. 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 :

$$\Delta H_l = I * L = \lambda \frac{L}{D} \frac{V^2}{2g} \dots\dots\dots (III.7)$$

Le coefficient λ est obtenu par les formules suivantes :

Formule de Nikuradzé : $\lambda = (1,14 - 0,86 \ln \frac{\varepsilon}{D})^{-2}$ (III.8)

Formule Colebrook : $\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -0,86 \ln \left(\frac{\varepsilon}{3,7D} + \frac{2,51}{\text{Re} \sqrt{\lambda}} \right)$ (III.9)

III.4.2.1.2. Pertes de charge singulières

On appelle pertes de charge singulières, celles occasionnées par des singularités dans une conduite (coudes, vannes, clapets, etc.). Ces pertes sont estimées à 10 % des pertes de charge linéaires.

$$\Delta H_s = 0,10 * \Delta H_l \dots \dots \dots (III.10)$$

III.4.2.1.3. Pertes de charge totales

Les pertes de charge totales (ΔH_T) à considérer, représentent la somme des pertes de charge linéaires et singulières, alors :

Donc : $\Delta H_T = \Delta H_L + 0,10 \Delta H_L = 1,10 \Delta H_L \dots \dots \dots (III.11)$

III.4.2.2. Calcul de la hauteur manométrique totale

$$HMT = H_g + \Delta H_a + \Delta H_r \dots \dots \dots (III.12)$$

H_g : la hauteur géométrique (m)

ΔH_a : pertes de charge à l'aspiration (m)

ΔH_r : pertes de charge au refoulement (m)

III.4.2.3. Puissance absorbée par la pompe

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

$$P = \frac{\rho * g * Q * HMT}{\eta} \text{ [W]} \dots \dots \dots (III.13)$$

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

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

g : Accélération de pesanteur ($9,81 \text{ m/s}^2$)

ρ : Masse volumique de l'eau (kg/m^3)

III.4.2.4. Energie consommée par la pompe

$$E = P * t * 365 \text{ [Kwh]} \dots \dots \dots (III.14)$$

t : c'est le temps de pompage par jour en (heure); dans notre cas $t = 19 \text{ h}$

P : puissance de la pompe en (kW)

III.4.2.5. Dépense annuelle de l'énergie

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

$$F_{ex} = E * e \quad [DA] \dots\dots\dots(III.15)$$

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

e: prix unitaire d'un Kwh

Tableau 1 Variation journalière des tarifs de l'énergie

Période	Horaire	Nombre d'heure	Prix du KWh (DA)
Heures pleines	06 h à 17 h	11	1,615
Heures de pointes	17 h à 21 h	4	7,267
Heures creuses	21 h à 06 h	9	0,853

(Source Sonelgaz)

Pour le repos des pompes et l'entretien de la station de pompage ; nous avons opté pour Un fonctionnement de cette dernière de 22/24 heures.

III.5. 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**

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

- L'eau potable est pomper à partir le champ captant de negrine (cote = 96m) avec la station de pompage vers le réservoir tampon projeté N°01 (cote = 508.00 m), passe par la station de reprise N°01
- L'eau potable est acheminée à partir de Réservoirs tampon N°01 (cote radier = 504.00 m) A l'aide d'une conduite gravitaire vers une station de pompage (côte = 402.00 m).
- la Station N°03 (côte = 792.00 m) refoule les eaux arriver de la station de reprise N°02 vers le réservoir tampon N°02 projeté (cote = 947.00 m), à l'aide d'une conduite en refoulement.
- le Réservoir tampon projeté N°02 (côte = 985.00 m) distribue l'eau gravitairement vers le réservoir existant (cote = 933.5.00 m),



Figure 1 Tracé de la variante N°01

• Variante N°2

La variante N°02, consiste propose quatre étapes :

- L'eau potable de champ captant de negrine est pompée avec la station de pompage vers le réservoir tampon projeté N°1 (cote radier = 592.00 m) passe par deux station de reprise.
- l'eau potable est acheminée de réservoir tampon N°01 (cote radier = 592.00 m) vers la Station de reprise N°03 (cote radier = 528.00 m) a l'aide d'une adduction gravitaire.
- la Station de reprise N°03 (cote = 528.00 m), refoule l'eau potable sur une longueur de 17800 m vers la station de reprise N°04
- De Station de reprise N°4 (côte = 737.00 m) vers réservoir tampon projeté N°02 (côte = 947.00 m à l'aide d'une adduction en refoulement.
- Réservoir tampon projeté N°02 vers les réservoirs existant à l'aide d'une adduction gravitaire.



Figure 2 Tracé de la variante N°02

III.5.1. Choix de la variante du tracé d'adduction

Le choix de la variante à adopter doit d'abord passer par une étude préliminaire qui va départager les variantes entre elles et bien sûr le choix portera sur celle qui est la plus économique et qui respecte les caractéristiques hydrauliques.

III.5.1. 1. Première variante :

III.5.1. 1. 1. La Station de pompage SP1 de Negrine vers la Station de reprise SP2 :

Pour le repos des pompes et l'entretien de la station de pompage ; nous avons opté pour un fonctionnement de cette dernière de 22/24 heures.

$$Q_{\text{pomp}} = \frac{Q_{\text{maxj}}}{T_f} = \frac{22093}{22} = 1004 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$Q_{\text{pomp}} = 278 \text{ l/s}$$

Le champ captant de Negrine (cote = 96 m) refoule un débit total de 163.6 l/s vers la Station de reprise n°01 (cote 508 m) sur une longueur de 7600 m, le diamètre calculer est donné par la formule de BONIN : $Dec = \sqrt{Q}$

Donc on trouve le résultat suivant : $Dec = \sqrt{278 \times 10^{-3}} = 0.528 \text{ m}$

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 PN 25

Tableau 2 Calcul HMT du tronçon (Acier) (SP1 – SP2)

D _{extérieur} (mm)	Epaisseur (mm)	D _{intérieur} (mm)	Vitesse (m/s)	λ	longueur (m)	Hg (m)	Δ HT (m)	HMT (m)
308.0	7.2	293.6	4.1	0.0226	7 600.0	206.0	553.6	759.6
406.0	7.2	391.6	2.3	0.0211	7 600.0	206.0	122.6	328.6
508.0	7.2	493.6	1.4	0.0201	7 600.0	206.0	36.7	242.7
610.0	7.2	595.6	1.0	0.0194	7 600.0	206.0	13.8	219.8
660.0	7.2	645.6	0.8	0.0191	7 600.0	206.0	9.1	215.1
711.0	7.2	696.6	0.7	0.0189	7 600.0	206.0	6.1	212.1

Tableau 3 Frais d'investissement tronçon (Acier) (SP1 – SP2)

D _{extérieur} (mm)	Prix de mL (DA)	longueur (m)	Annuité (%)	Frais d'amortissement
308	9000	7600	8.88	6073920
406	11500	7600	8.88	7761120
508	13000	7600	8.88	8773440
610	15000	7600	8.88	10123200
660	16000	7600	8.88	10798080
711	17000	7600	8.88	11472960

Tableau 4 Frais d'exploitation tronçon (Acier) (SP1 – SP2)

D _{extérieur} (mm)	HMT (m)	P (KW)	E (KWh)	Frais d'exploitation
308	759.63	2 526.42	20287120.83	84 779 878
406	328.56	1 092.74	8774741.85	36 669 646
508	242.65	807.03	6480441.29	27 081 764
610	219.82	731.08	5870566.25	24 533 096
660	215.10	715.40	5744648.23	24 006 885
711	208.18	407.5	3272602	13676204

Tableau 5 Bilan de tronçon (Acier) (SP1 – SP2)

D _{extérieur} (mm)	Frais d'amortissement	Frais d'exploitation	Bilan
308	6073920	84779877.93	90853797.93
406	7761120	36669646.21	44430766.21
508	8773440	27081764.19	35855204.19
610	10123200	24533096.37	34656296.37
660	10798080	24006884.96	34804964.96
711	11472960	23676829.56	35149789.56

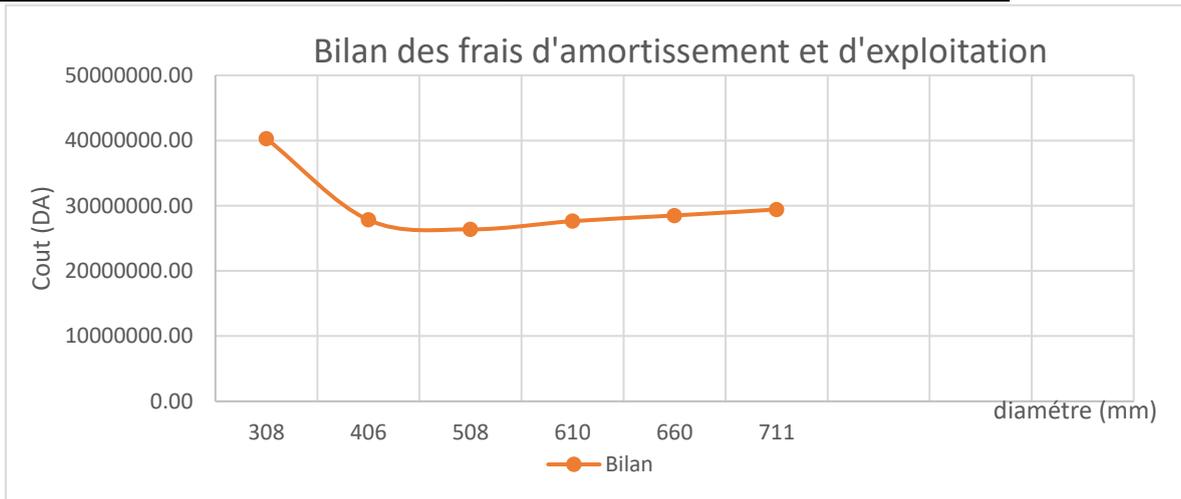


Figure 3 Bilan total du tronçon (Acier) (SP1 – SP2)

Nous allons prendre un diamètre de 508 mm offrant une vitesse de 1.4 m/s.

III.5.1. 1. 3. Station de reprise n°02 vers le réservoir tampon :

Ce tronçon relie SP1 (cote 302 m) avec le réservoir tampon dont la cote du plan d'eau 508 NGA, sur une longueur de 4400 m, le diamètre calculer est donner par la formule de BONIN : $Dec = \sqrt{Q}$

Donc on trouve le résultat suivant : $Dec = \sqrt{278 \times 10^{-3}} = 0.404 \text{ m}$

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 PN 25

Tableau 6 Calcul HMT du tronçon (Acier) (SP2- Rt (512 m NGA))

D _{extérieur} (mm)	Epaisseur (mm)	D _{intérieur} (mm)	Vitesse (m/s)	λ colebrook	longueur (m)	Hg (m)	Δ HT (m)	HMT (m)
308	7.2	293.6	4.11	0.0226	4400	206	320.5	526.5
406	7.2	391.6	2.31	0.0211	4400	206	71.0	277.0
508	7.2	493.6	1.45	0.0201	4400	206	21.2	227.2
610	7.2	595.6	1.00	0.0194	4400	206	8.0	214.0
660	7.2	645.6	0.85	0.0191	4400	206	5.3	211.3
711	7.2	696.6	0.73	0.0189	4400	206	3.6	209.6

Tableau 7 Frais d'investissement (Acier) (SP2- Rt (508 m NGA))

D _{extérieur} (mm)	Prix de mL	longueur (m)	Annuité (%)	Frais d'ammortissement(D.
308	9000	4400	8.88	3516480
406	11500	4400	8.88	4493280
508	13000	4400	8.88	5079360
610	15000	4400	8.88	5860800
660	16000	4400	8.88	6251520
711	17000	4400	8.88	6642240

Tableau 8 Frais d'exploitation (Acier) (SP2- Rt (508m NGA))

D _{extérieur} (mm)	HMT (m)	P (KW)	E (KWh)	Frais d'exploitation(D.A)
308	526.53	1 751.13	14061604.8	58763446.45
406	276.96	921.11	7396543.288	30910154.4
508	227.22	755.70	6068264.019	25359275.33
610	214.00	711.73	5715178.466	23883730.81
660	211.27	702.65	5642278.559	23579082.1
711	209.56	696.96	5596553.575	23387997.39

Tableau 9 Bilan de tronçon (Acier) (SP2- Rt (508 m NGA))

D _{extérieur} (mm)	Frais d'ammortissement (D.A)	Frais d'exploitation (D.A)	Bilan (D.A)
308	3516480	58763446.45	62279926.45
406	4493280	30910154.4	35403434.4
508	5079360	25359275.33	30438635.33
610	5860800	23883730.81	29744530.81
660	6251520	23579082.1	29830602.1
711	6642240	23387997.39	30030237.39

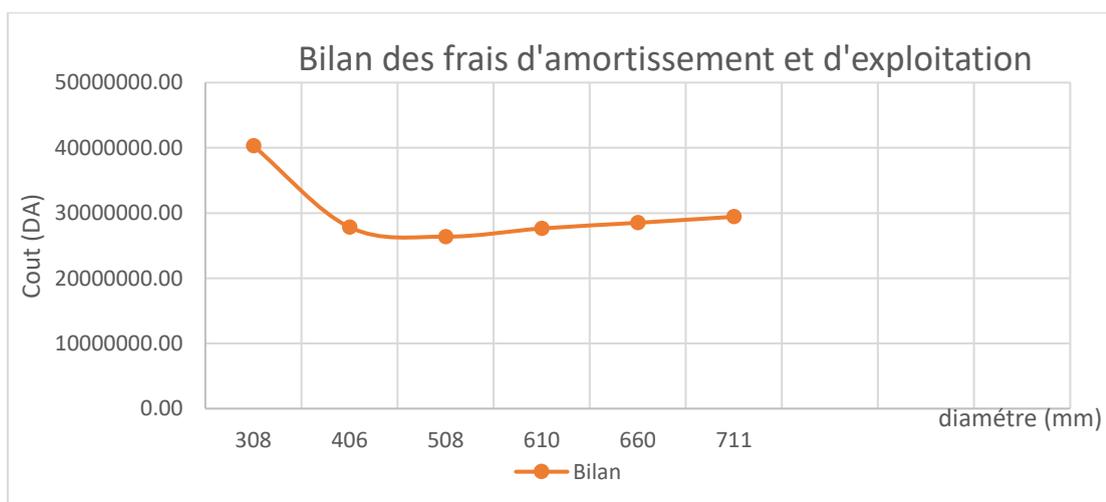


Figure 4 Bilan total du tronçon en Acier (SP2- Rt (508 m NGA))

Nous allons prendre un diamètre de 508 mm offrant une vitesse de 1.4 m/s

III.5.1. 1. 4. Réservoir tampon vers la station de pompage SP3 :

Ce tronçon relie le réservoir tampon qui est situé à une cote radier de 504 m NGA et la station de reprise située à une cote de 401 m NGA

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 $H_d = 504 - 402 = 102$ m
Mais par hypothèse on suppose que la charge disponible est égale à la perte de charge engendrée dans la conduite.

D'où $\Delta H = H_d$

En appliquant la formule DARCY – WEISBECH :

$$\Delta H = \frac{8 \times \lambda \times L \times Q^2}{g \times \pi^2 \times D^5}$$

Avec $L_e = 16000 \times 1.10 = 17600$ m

On suppose que le régime est turbulent rugueux et on donne une valeur initiale à $\lambda = 0.020$ et on calcule le premier diamètre :

$$D = \sqrt[5]{\frac{8 \times 17600 \times 0.02 \times (278 \times 10^{-3})^2}{9.81 \times \pi^2 \times \Delta h}} = 0.471 \text{ m}$$

Calcul de λ :

$$\lambda = (1.14 - 0.86 \ln \frac{\varepsilon}{D})^{-2} = 0.0160$$

On fait la première l'itération :

$$D = \sqrt[5]{\frac{8 \times \lambda \times L \times Q^2}{g \times \pi^2 \times \Delta H}} = 0.438 \text{ m}$$

Après 4 itérations la valeur de λ se stabilise : $\lambda = 0.0162$ et le $D_{int} = 438$ mm

Donc le diamètre de normalisé est de 630 mm avec PN20.

Perte de charge totale = 95 m

$HG - \Delta H = 102 - 95 = 7$ m → charge admissible

Tableau 1 Caractéristiques de tronçon (Res- SP3)

Gamme de produit	D _{exterieur} (mm)	D _{interieur} (mm)	Débit (m ³ /s)	λ	L (m)	Δh (m)	Vitesse (m/s)
PE100 PN20	630	489	0.278	0.0162	16000	95	1,48

III.5.1. 1. 2. Station de reprise n°03 vers la station de reprise n°04 :

Ce tronçon relie SP3 dont la cote est 401 m NGA avec la SP4 (cote = 563 m) sur une longueur de 20842 m, le diamètre calculé donné par la formule de BONIN ; $Dec = \sqrt{Q}$

donc on trouve la résultat suivant :

$$Dec = \sqrt{278 \times 10^{-3}} = 0.527 \text{ m}$$

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 Acier PN 25.

Tableau 2 Calcul HMT du tronçon (Acier) (SP3- SP4)

D _{extérieur} (mm)	Epaisseur (mm)	D _{intérieur} (mm)	Vitesse (m/s)	λ	longueur (m)	Hg (m)	Δ HT (m)	HMT (m)
308	7.2	293.6	4.11	0.0226	20842	161	1 518.3	1 479.3
406	7.2	391.6	2.31	0.0211	20842	161	336.1	457.1
508	7.2	493.6	1.45	0.0201	20842	161	100.5	241.5
610	7.2	595.6	1.00	0.0194	20842	161	37.9	198.9
660	7.2	645.6	0.85	0.0191	20842	161	25.0	186.0
711	7.2	696.6	0.73	0.0189	20842	161	16.9	177.9

Tableau 3 Frais d'investissement tronçon (Acier) (SP3- SP4)

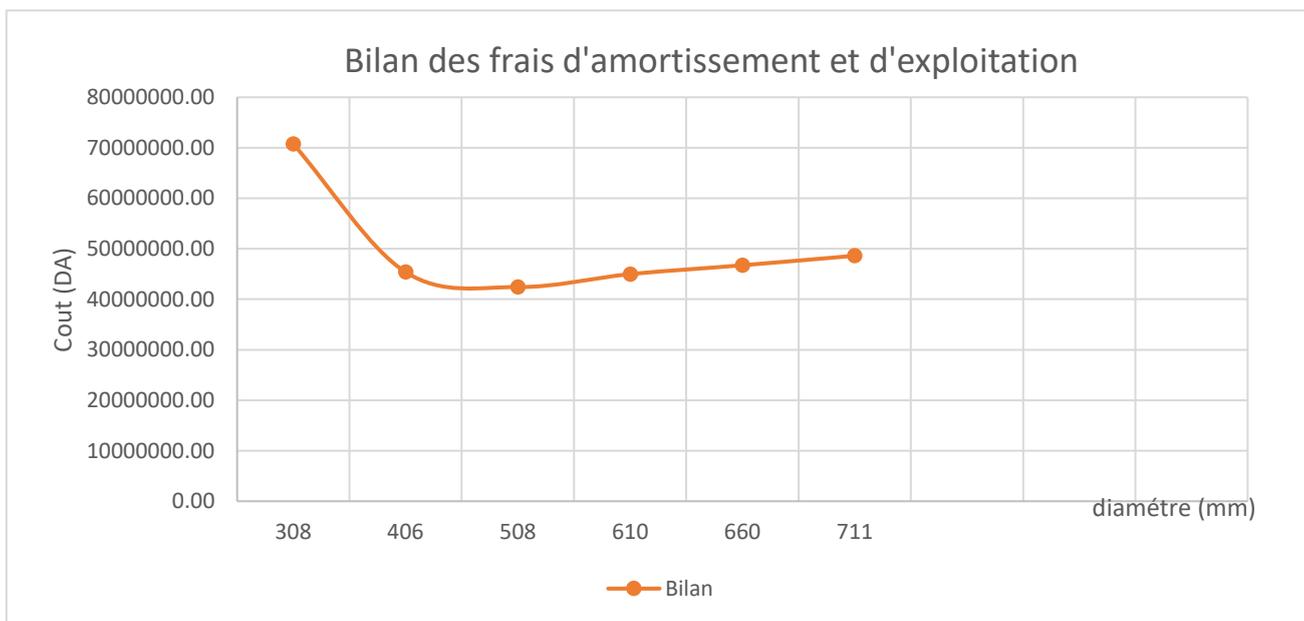
D _{extérieur} (mm)	Prix de mL (DA)	Longueur (m)	Annuité (%)	Frais d'amortissement
308	9000	20842	8.88	16656926.4
406	11500	20842	8.88	21283850.4
508	13000	20842	8.88	24060004.8
610	15000	20842	8.88	27761544
660	16000	20842	8.88	29612313.6
711	17000	20842	8.88	31463083.2

Tableau 4 Frais d'exploitation tronçon (Acier) (SP3- SP4)

D _{extérieur} (mm)	HMT (m)	P (KW)	E (KWh)	Frais d'exploitation
308	1 679.27	5 584.97	44847295.93	187 416 849
406	497.11	1 653.31	13276111.39	55 480 869
508	261.52	869.78	6984293.998	29 187 364
610	198.90	661.49	5311791.933	22 197 978
660	185.97	618.49	4966478.329	20 754 912
711	177.86	591.52	4749887.392	19 849 779

Tableau 5 Bilan de tronçon (Acier) (SP3- SP4)

D _{extérieur} (mm)	Frais d'amortissement	Frais d'exploitation	Bilan
308	16 656 926	187 416 850	204 073 776
406	21 283 850	55 480 870	76 764 720
508	24 060 005	29 187 365	53 247 369
610	27 761 544	22 197 978	49 959 522
660	29 612 314	20 754 913	50 367 227
711	31 463 083	19 849 779	51 312 863

**Figure 5 Bilan total du tronçon (Acier) SP3- SP4**

Nous allons prendre un diamètre de 508 mm offrant une vitesse de 1.45 m/s.

III.5.1. 1. 3. Station de reprise n°04 vers la station de reprise n°05 :

Ce tronçon relie SP4 dont la cote est 563 m NGA avec SP5 (cote = 770 m) sur une longueur de 14358 m. Le diamètre approximatif sera calculé donné par la formule de BONIN: $D_{ec} = \sqrt{Q}$

donc on trouve la résultat suivant : $D_{ec} = \sqrt{163.6 \times 10^{-3}} = 0.527 \text{ m}$

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

Gamme du produit Acier PN 25

Tableau 6 Calcul HMT du tronçon (Acier) (SP4- SP5)

D _{extérieur} (mm)	Epaisseur (mm)	D _{intérieur} (mm)	Vitesse (m/s)	λ colebrook	longueur (m)	Hg (m)	Δ HT (m)	HMT (m)
308	7.2	293.6	4.11	0.02262	14358	207	1 046	1 253
406	7.2	391.6	2.31	0.02114	14358	207	232	439
508	7.2	493.6	1.45	0.02012	14358	207	69	236
610	7.2	595.6	1.00	0.01940	14358	207	26	233
660	7.2	645.6	0.85	0.01913	14358	207	17	224
711	7.2	696.6	0.73	0.01889	14358	207	12	219

Tableau 7 Frais d'investissement (Acier) (SP4- SP5)

D _{extérieur} (mm)	Prix de mL (DA)	longueur (m)	Annuité (%)	Frais d'ammortissement
308	9000	14358	8.88	11474913.60
406	11500	14358	8.88	14662389.60
508	13000	14358	8.88	16574875.20
610	15000	14358	8.88	19124856.00
660	16000	14358	8.88	20399846.40
711	17000	14358	8.88	21674836.80

Tableau 8 Frais d'exploitation (Acier) (SP4- SP5)

D _{extérieur} (mm)	HMT (m)	P (KW)	E (KWh)	Frais d'exploitation
308	1252.93	4167.04	33461338.90	139834935.25
406	438.55	1458.53	11712031.36	48944579.06
508	276.25	918.76	7377614.60	30831051.41
610	233.11	775.27	6225432.24	26016081.35
660	224.20	745.65	5987546.59	25021957.22
711	218.61	727.07	5838337.66	24398413.07

Tableau 9 Bilan de tronçon (Acier) (SP4-SP5)

D _{extérieur} (mm)	Frais d'ammortissement (D.A)	Frais d'exploitation (D.A)	Bilan (D.A)
308	11474914	139834935	151309849
406	14662390	48944579	63606969
508	16574875	30831051	47405927
610	19124856	26016081	45140937
660	20399846	25021957	45421804
711	21674837	24398413	46073250

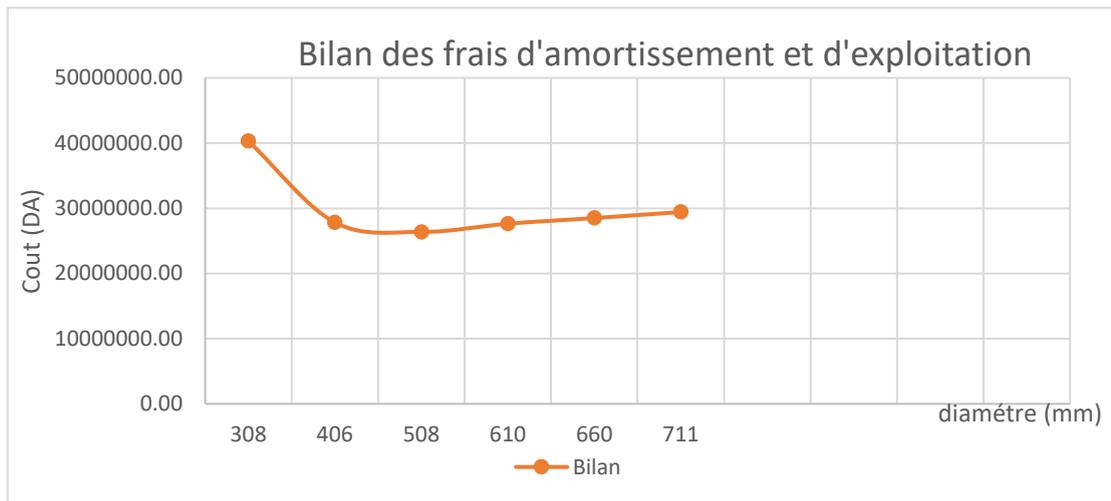


Figure 6 Bilan total du tronçon (Acier) (SP4- SP5)

Nous allons prendre un diamètre de 508 mm offrant une vitesse de 1.45 m/s

III.5.1. 1. 4. La station de reprise SP5 vers Réservoir tampon :

Tableau 19 Calcul HMT du tronçon (Acier) (SP5- Rt (947 m NGA))

D _{extérieur} (mm)	Epaisseur (mm)	D _{intérieur} (mm)	Vitesse (m/s)	λ colebrook	longueur (m)	Hg (m)	Δ HT (m)	HMT (m)
308	7.2	293.6	4.11	0.022624898	9800	177	714	891
406	7.2	391.6	2.31	0.021142494	9800	177	158	335
508	7.2	493.6	1.45	0.020118279	9800	177	47	224
610	7.2	595.6	1.00	0.019400876	9800	177	18	195
660	7.2	645.6	0.85	0.019125814	9800	177	12	189
711	7.2	696.6	0.73	0.018885198	9800	177	8	185

Tableau 10 Frais d'investissement (Acier) (SP5- Rt (947 m NGA))

D _{extérieur} (mm)	Prix de mL (DA)	longueur (m)	Annuité (%)	Frais d'amortissement(D.A)
308	9000	9800	8.88	7832160.00
406	11500	9800	8.88	10007760.00
508	13000	9800	8.88	11313120.00
610	15000	9800	8.88	13053600.00
660	16000	9800	8.88	13923840.00
711	17000	9800	8.88	14794080.00

Tableau 11 Frais d'exploitation (Acier) (SP5- Rt (947 m NGA))

D _{extérieur} (mm)	HMT (m)	P (KW)	E (KWh)	Frais d'exploitation(D.A)
308	890.90	2962.97	23792677.23	99429598.16
406	335.04	1114.29	8947767.51	37392720.42
508	224.27	745.87	5989327.32	25029398.85
610	194.82	647.93	5202909.50	21742958.78
660	188.74	627.71	5040541.52	21064423.01
711	184.93	615.03	4938699.51	20638825.25
308	890.90	2962.97	23792677.23	99429598.16

Tableau 12 Bilan de tronçon (Acier) (SP5- Rt (947 m NGA))

D _{extérieur} (mm)	Frais d'ammortissement(D.A)	Frais d'exploitation(D.A)	Bilan (D.A)
308	7832160	99429598	107261758
406	10007760	37392720	47400480
508	11313120	25029399	36342519
610	13053600	21742959	34796559
660	13923840	21064423	34988263
711	14794080	20638825	35432905

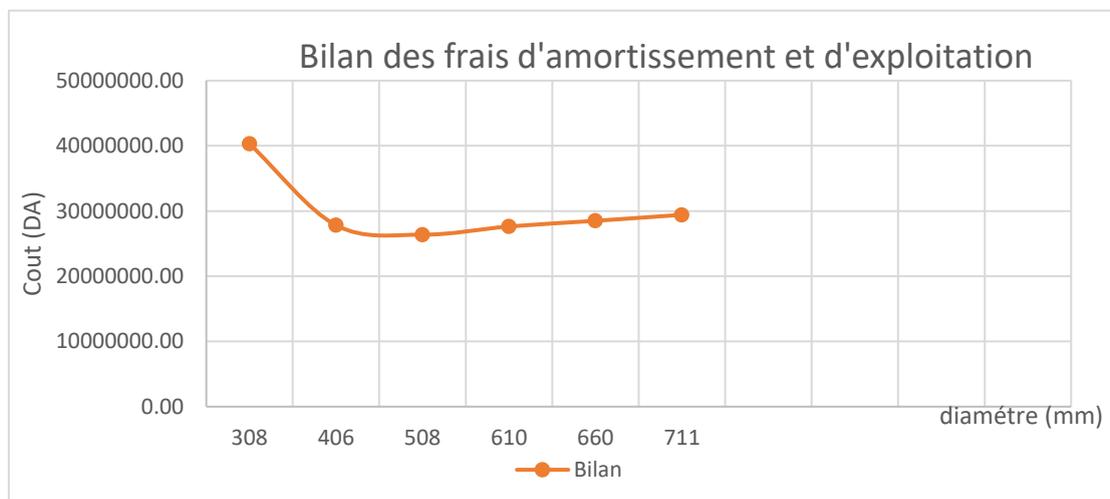


Figure 7 Bilan total du tronçon (SP5- Rt (947 m NGA))

Nous allons prendre un diamètre de 508 mm offrant une vitesse de 1.45 m/s.

III.5.1. 1. 4. Réservoir tampon vers réservoir existant :

Ce tronçon relie le réservoir tampon et le réservoir existant (cote radier = 933.50 m) sur une longueur de 1960 m

Le dimensionnement de ce tronçon sera 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 diamètre par l'intermédiaire de la charge disponible Hd.

$$H_d = 947 - 933.5 = 13.5 \text{ m}$$

Mais par hypothèse on suppose que la charge disponible est égale à la perte de charge engendrée dans la conduite.

D'où

$$\Delta H = H_d$$

En appliquant la formule DARCY –WEISBECH - :

$$D = \sqrt[5]{\frac{8 \times 1960 \times 0.02 \times (278 \times 10^{-3})^2}{9.81 \times \pi^2 \times \Delta h}}$$

$$\text{Avec } L_e = 1960 \times 1.10 = 2156$$

On suppose que le régime est turbulent rugueux et on donne une valeur initiale à $\lambda = 0.020$ et on calcule le premier diamètre :

$$D = \sqrt[5]{\frac{8 \times 1960 \times 0.02 \times (278 \times 10^{-3})^2}{9.81 \times \pi^2 \times \Delta h}} = 0.459 \text{ m}$$

Calcul de λ :

On fait la première iteration:

$$\lambda = (1.14 - 0.86 \ln \frac{\epsilon}{D})^{-2} = 0.01609$$

$$D = \mathbf{0.397 \text{ m}}$$

Après 5 itérations la valeur de λ se stabilise : $\lambda = 0.0162$ et le $D_{\text{int}} = 381 \text{ mm}$

Donc le diamètre normalisé est de 630 mm avec PN 10.

Perte de charge totale 4.82 m

$$HG - \Delta H = 13.5 - 4.82 = 8.68 \text{ m}$$

Tableau 13 Caractéristiques de tronçon (Rt (947m NGA)- Rext)

Gamme de produit	D _{exterieur} (mm)	D _{interieur} (mm)	Débit (m ³ /s)	λ	L (m)	Δh (m)	Vitesse (m/s)
PE100 PN10	630	555	0.278	0.0162	1960	4.82	1,15

Interprétation

Donc pour la première variante, une adduction m de 73180 m avec cote du départ (Cote = 96m) Vers la cote du réservoir tampon 2 (974m NGA), ayant des diamètres de 508 mm en acier pour les tronçons **SP1-SP2** et **SP2-RT1** et **SP3-SP4** et **SP4-SP5** et **SP5-RT2**, et un diamètre de 400 mm en PEHD pour les tronçons gravitaire **RT1-SP3** et **RT2-Rex** avec des vitesses acceptables

III.5.1. 2. La deuxième variante :**III.5.1. 2. 1. la Station de pompage de Negrine SP1 vers la Station de reprise SP2 :**

Ce tronçon relie champ captant dont la cote est 96 m NGA avec la SP2 (cote = 261m NGA) sur une longueur de 4454.3 m ;

le diamètre calculé donné par la formule de BONIN :

$$D_{ec} = \sqrt{Q}$$

Donc on trouve le résultat suivant : $D_{ec} = \sqrt{278 \times 10^{-3}} = 0.527 \text{ m}$

Le coefficient de frottement interne a été calculé par approximations successives pour chaque diamètre. Les résultats obtenus sont consignés dans le tableau III.20 : Gamme de produit Acier PN 25.

Tableau 14 Calcul HMT du tronçon (Acier) (SP1-SP2)

D _{extérieur} (mm)	Epaisseur (mm)	D _{intérieur} (mm)	Vitesse (m/s)	λ colebrook	Longueur (m)	Hg (m)	Δ HT (m)	HMT (m)
308	7.2	293.6	4.11	0.02262	4454	165	324	489
406	7.2	391.6	2.31	0.02114	4454	165	72	237
508	7.2	493.6	1.45	0.02012	4454	165	21	186
610	7.2	595.6	1.00	0.01940	4454	165	8	173
660	7.2	645.6	0.85	0.01913	4454	165	5	170
711	7.2	696.6	0.73	0.01889	4454	165	4	169

Tableau 15 Frais d'amortissement du tronçon (Acier) (SP1-SP2)

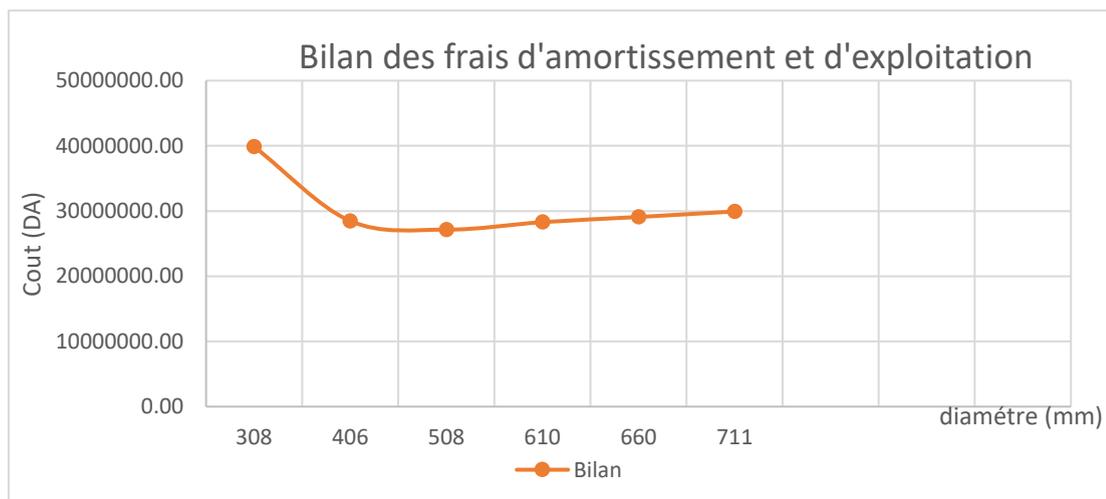
D _{extérieur} (mm)	Prix de mL (DA)	longueur (m)	Annuité (Acier)	Frais d'amortissement (D.A)
308	9000	4454	8.88	3559636.80
406	11500	4454	8.88	4548424.80
508	13000	4454	8.88	5141697.60
610	15000	4454	8.88	5932728.00
660	16000.00	4454	8.88	6328243.20
711	17000.00	4454	8.88	6723758.40

Tableau 16 Frais d'exploitation du tronçon (Acier) (SP1-SP2)

D _{extérieur} (mm)	HMT (m)	P (KW)	E (KWh)	Frais d'exploitation(D.A)
308	489.46	1627.86	13071697.61	54626624.32
406	236.83	787.65	6324837.62	26431496.41
508	186.48	620.21	4980256.74	20812492.92
610	173.10	575.70	4622837.87	19318839.44
660	170.34	566.51	4549043.28	19010451.86
711	168.60	560.74	4502757.12	18817022.02

Tableau 17 Bilan du tronçon (Acier) (SP1-SP2)

D _{extérieur} (mm)	Frais d'amortissement	Frais d'exploitation	Bilan
308	3559637	54626624	58186261
406	4548425	26431496	30979921
508	5141698	20812493	25954191
610	5932728	19318839	25251567
660	6328243	19010452	25338695
711	6723758	18817022	25540780

**Figure 8 Bilan total du tronçon (SP1- SP2)**

Nous allons prendre un diamètre de 508 mm offrant une vitesse de 1.45 m/s.

III.5.1. 2. 2. Station de reprise n°02 vers Station de reprise n°03 :

Ce tronçon relie SP1 dont la cote est 261.3 m NGA avec la SP2 (cote = 426.6 m) sur une longueur de 960 m, le diamètre calculé donné par la formule de BONIN : $Dec = \sqrt[3]{Q}$

donc on trouve la résultat suivant : $Dec = \sqrt[3]{278 \times 10^{-3}} = 0.527 \text{ m}$

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 de produit Acier PN 20.

Tableau 18 Calcul HMT du tronçon (Acier) (SP2- SP3)

D _{extérieur} (mm)	Epaisseur (mm)	D _{intérieur} (mm)	Vitesse (m/s)	λ colebrook	longueur (m)	Hg (m)	Δ HT (m)	HMT (m)
308	7.2	293.6	4.11	0.02262	960	165	70	235
406	7.2	391.6	2.31	0.02114	960	165	15	180
508	7.2	493.6	1.45	0.02012	960	165	5	170
610	7.2	595.6	1.00	0.01940	960	165	2	167
660	7.2	645.6	0.85	0.01913	960	165	1	166
711	7.2	696.6	0.73	0.01889	960	165	1	166

Tableau 29 Frais d'amortissement du tronçon (Acier) (SP2- SP3)

D _{extérieur} (mm)	Prix de mL (DA)	Longueur (m)	Annuité (%)	Frais d'amortissement(D.A)
308	9000	960	8.88	767232.00
406	11500	960	8.88	980352.00
508	13000	960	8.88	1108224.00
610	15000	960	8.88	1278720.00
660	16000	960	8.88	1363968.00
711	17000	960	8.88	1449216.00

Tableau 19 Frais d'exploitation du tronçon (Acier) (SP2- SP3)

D _{extérieur} (mm)	HMT (m)	P (KW)	E (KWh)	Prix du KWh (DA)	Frais d'exploitation(D.A)
308	234.93	781.35	6274212.30	4.179	26219933.19
406	180.48	600.25	4820017.06	4.179	20142851.29
508	169.63	564.16	4530210.67	4.179	18931750.40
610	166.75	554.57	4453173.83	4.179	18609813.42
660	166.15	552.59	4437268.39	4.179	18543344.61
711	165.78	551.34	4427292.03	4.179	18501653.40

Tableau 20 Frais d'exploitation du tronçon (Acier) (SP2- SP3)

D _{extérieur} (mm)	Frais d'amortissement(D.A)	Frais d'exploitation(D.A)	Bilan (D.A)
308	767232	26219933	26987165
406	980352	20142851	21123203
508	1108224	18931750	20039974
610	1278720	18609813	19888533
660	1363968	18543345	19907313
711	1449216	18501653	19950869

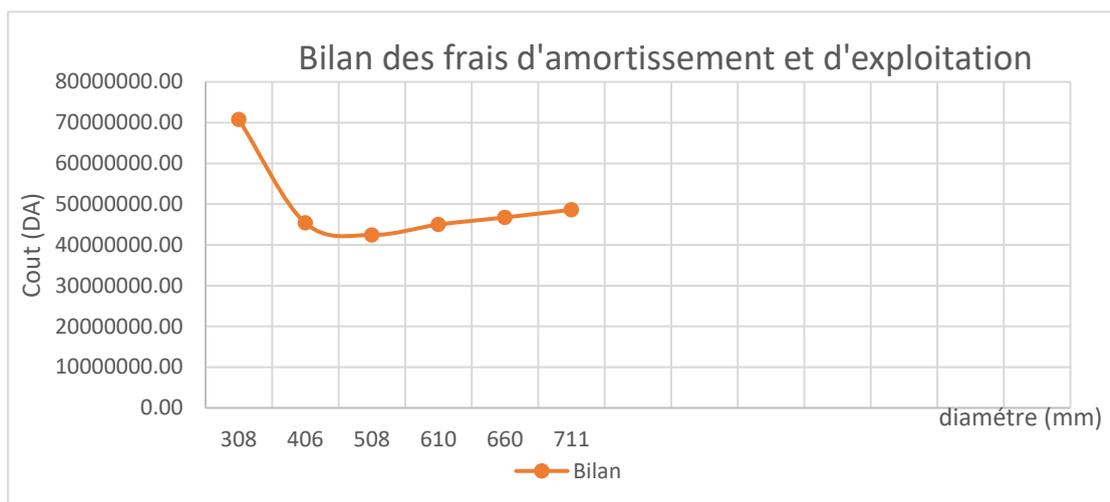


Figure 9 Bilan total du tronçon (SP2- SP3)

Nous allons prendre un diamètre de 508 mm offrant une vitesse de 1.45 m/s.

III.5.1. 2. 3. Station de reprise n°03 vers le réservoir tampon :

Ce tronçon relie SP2 dont la cote est 426.6 m NGA avec le réservoir tampon sur une longueur de 1920 m, le diamètre calculé donné par la formule de BONIN : $Dec = \sqrt{Q}$ donc on trouve la résultat suivant : $Dec = \sqrt{278 \cdot 10} = 0.527 \text{ m}$

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

Tableau 21 Calcul HMT du tronçon (Acier) (SP3- Rt (595 m NGA))

D _{extérieur} (mm)	Epaisseur (mm)	D _{intérieur} (mm)	Vitesse (m/s)	λ colebrook	longueur (m)	Hg (m)	Δ HT (m)	HMT (m)
308	7.2	293.	4.11	0.022624898	1920	168.	140	308
406	7.2	391.	2.31	0.021142494	1920	168.	31	199
508	7.2	493.	1.45	0.020118279	1920	168.	9	178
610	7.2	595.	1.00	0.019400876	1920	168.	3	172
660	7.2	645.	0.85	0.019125814	1920	168.	2	171
711	7.2	696.	0.73	0.018885198	1920	168.	2	170

Tableau 22 Frais d'amortissement du tronçon (Acier) (SP3- Rt (595 m NGA))

D _{extérieur} (mm)	Prix de mL (DA)	longueur (m)	Annuité (%)	Frais d'amortissement(D.A)
308	9000	1920	8.88	1534464.00
406	11500	1920	8.88	1960704.00
508	13000	1920	8.88	2216448.00
610	15000	1920	8.88	2557440.00
660	16000.00	1920	8.88	2727936.00
711	17000.00	1920	8.88	2898432.00

Tableau 23 Frais d'exploitation du tronçon (Acier) (SP3- Rt (595 m NGA))

D _{extérieur} (mm)	HMT (m)	P (KW)	E (KWh)	Frais d'exploitation
308	308.27	1025.24	8232668.90	34404323.32
406	199.36	663.05	5324278.42	22250159.52
508	177.66	590.87	4744665.65	19827957.74
610	171.89	571.68	4590591.95	19184083.77
660	170.70	567.72	4558781.08	19051146.15
711	169.95	565.23	4538828.36	18967763.73

Tableau 24 Bilan du tronçon (Acier) (SP3- Rt (595 m NGA))

D _{extérieur} (mm)	Frais d'ammortissement	Frais d'exploitation	Bilan
308	1534464	34404323	35938787
406	1960704	22250160	24210864
508	2216448	19827958	22044406
610	2557440	19184084	21741524
660	2727936	19051146	21779082
711	2898432	18967764	21866196

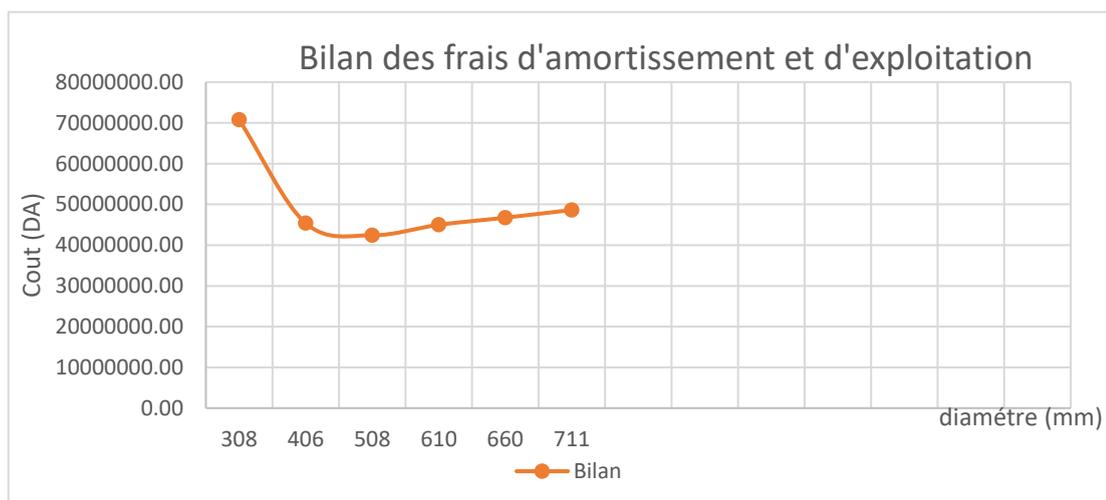


Figure 10 Bilan total du tronçon (SP3- Rt (595 m NGA))

Nous allons prendre un diamètre de 508 mm offrant une vitesse de 1.45 m/s.

III.5.1. 1. 4. Réservoir tampon vers la station de pompage SP4 :

Ce tronçon relie le réservoir tampon qui est situé à une cote radier de 592 m NGA et la station de reprise située à une cote de 529 m.

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 $H_d = 592 - 529 = 63$ m

Mais par hypothèse on suppose que la charge disponible est égale à la perte de charge engendrée dans la conduite.

D'où $\Delta H = H_d$

En appliquant la formule DARCY – WEISBECH :

$$\Delta H = \frac{\lambda x L x Q^2}{9.81 x \pi^2 x D^5} \Rightarrow D = \sqrt[5]{\frac{8 x \lambda x L x Q^2}{9.81 x \pi^2 x \Delta h}}$$

Avec $L_e = 29300 \times 1.10 = 32230$ m

On suppose que le régime est turbulent rugueux et on donne une valeur initiale à $\lambda = 0.020$ et on calcule le premier diamètre :

$$D = \sqrt[5]{\frac{8 x 32230 x 0.02 x (278 x 10^{-3})^2}{9.81 x \pi^2 x \Delta h}} = 0.469 \text{ m}$$

Calcul de λ :

$$\Lambda = (1.14 - 0.86 \ln \frac{\epsilon}{D})^{-2} = 0.016054$$

On fait la première l'itération :

$$D = \sqrt[5]{\frac{8 x 32230 x 0.013774 x (278 x 10^{-3})^2}{9.81 x \pi^2 x \Delta h}} = 0.435 \text{ m}$$

Après 3 itérations la valeur de λ se stabilise : $\lambda = 0.0160$ et le $D_{int} = 438$ mm

Donc le diamètre de normalisé est de 630 mm avec PN10.

Tableau 25 Caractéristiques de tronçon (Res- SP4)

Gamme de produit	D _{exterieur} (mm)	D _{interieur} (mm)	Débit (m ³ /s)	λ	L (m)	Δh (m)	Vitesse (m/s)
PE100 PN10	630	555.2	0.278	0,0160	29300	57	1,15

III.5.1. 1. 5. La station de pompage SP4 vers la station de pompage SP5 :**Tableau 26 Calcul HMT du tronçon (Acier) (SP4- SP5)**

D _{extérieur} (mm)	Epaisseur (mm)	D _{intérieur} (mm)	Vitesse (m/s)	λ colebrook	longueur (m)	Hg (m)	Δ HT (m)	HMT (m)
308	7.2	293.6	4.11	0.022624898	17800	209	1297	1506
406	7.2	391.6	2.31	0.021142494	17800	209	287	496
508	7.2	493.6	1.45	0.020118279	17800	209	86	295
610	7.2	595.6	1.00	0.019400876	17800	209	32	241
660	7.2	645.6	0.85	0.019125814	17800	209	21	230
711	7.2	696.6	0.73	0.018885198	17800	209	14	223

Tableau 27 Frais d'amortissement du tronçon (Acier) (SP4- SP5)

D _{extérieur} (mm)	Prix de mL (DA)	longueur (m)	Annuité (%)	Frais d'amortissement(D.A)
308	9000	17800	8.88	14225760.00
406	11500	17800	8.88	18177360.00
508	13000	17800	8.88	20548320.00
610	15000	17800	8.88	23709600.00
660	16000	17800	8.88	25290240.00
711	17000	17800	8.88	26870880.00

Tableau 39 Frais d'exploitation du tronçon (Acier) (SP4- SP5)

D _{extérieur} (mm)	HMT (m)	P (KW)	E (KWh)	Frais d'exploitation(D.A)
308	1505.67	5007.61	40211072.39	168042071.53
406	496.06	1649.80	13247869.01	55362844.61
508	294.85	980.62	7874375.60	32907015.65
610	241.36	802.74	6445984.05	26937767.35
660	230.32	766.01	6151070.79	25705324.84
711	223.40	742.98	5966092.45	24932300.33

Tableau 28 Bilan du tronçon (Acier) (SP4- SP5)

D _{extérieur} (mm)	Frais d'amortissement(D.A)	Frais d'exploitation(D.A)	Bilan (D.A)
308	14225760	168042072	182267832
406	18177360	55362845	73540205
508	20548320	32907016	53455336
610	23709600	26937767	50647367
660	25290240	25705325	50995565
711	26870880	24932300	51803180

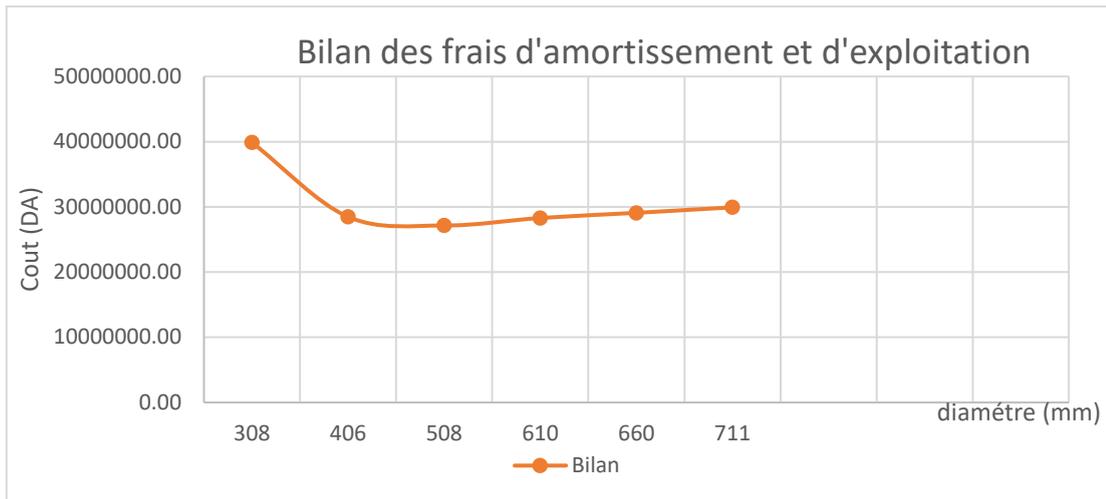


Figure 11 Bilan total du tronçon (SP4- SP5)

Nous allons prendre un diamètre de 601 mm offrant une vitesse de 1 m/s.

III.5.1. 1. 5. La station de pompage SP5 vers le réservoir tampon (947 m NGA) :

Tableau 29 Calcul HMT du tronçon (Acier) (SP5- RT(947 m NGA))

D _{extérieur} (mm)	Epaisseur (mm)	D _{intérieur} (mm)	Vitesse (m/s)	λ colebrook	longueur (m)	Hg (m)	Δ HT (m)	HMT (m)
308	7.2	293.6	4.11	0.022624898	10600	209	772	981
406	7.2	391.6	2.31	0.021142494	10600	209	171	380
508	7.2	493.6	1.45	0.020118279	10600	209	44	253
610	7.2	595.6	1.00	0.019400876	10600	209	19	228
660	7.2	645.6	0.85	0.019125814	10600	209	13	222
711	7.2	696.6	0.73	0.018885198	10600	209	9	218

Tableau 30 Frais d'amortissement du tronçon (Acier) (SP5- RT(947 m NGA))

D _{extérieur} (mm)	x de mL (DA)	longueur (m)	Annuité (%)	Frais d'amortissement(D.A)
308	9000	10600	8.88	8471520.00
406	11500	10600	8.88	10824720.00
508	13000	10600	8.88	12236640.00
610	15000	10600	8.88	14119200.00
660	16000	10600	8.88	15060480.00
711	17000	10600	8.88	16001760.00

Tableau 31 Frais d'exploitation du tronçon (Acier) (SP5- RT(947 m NGA)))

D _{extérieur} (mm)	HMT (m)	P (KW)	E (KWh)	Frais d'exploitation(D.A)
308	981.18	3263.22	26203661.33	109505100.70
406	379.94	1263.63	10146922.24	42403988.04
508	260.12	865.13	6946976.72	29031415.73
610	228.27	759.20	6096361.53	25476694.84
660	221.70	737.33	5920739.03	24742768.40
711	217.57	723.61	5810583.38	24282427.96

Tableau 32 Bilan du tronçon (Acier) (SP5- RT(947 m NGA)))

D _{extérieur} (mm)	Frais d'amortissement(D.A)	Frais d'exploitation(D.A)	Bilan (D.A)
308	8471520	109505101	117976621
406	10824720	42403988	53228708
508	12236640	29031416	41268056
610	14119200	25476695	39595895
660	15060480	24742768	39803248
711	16001760	24282428	40284188

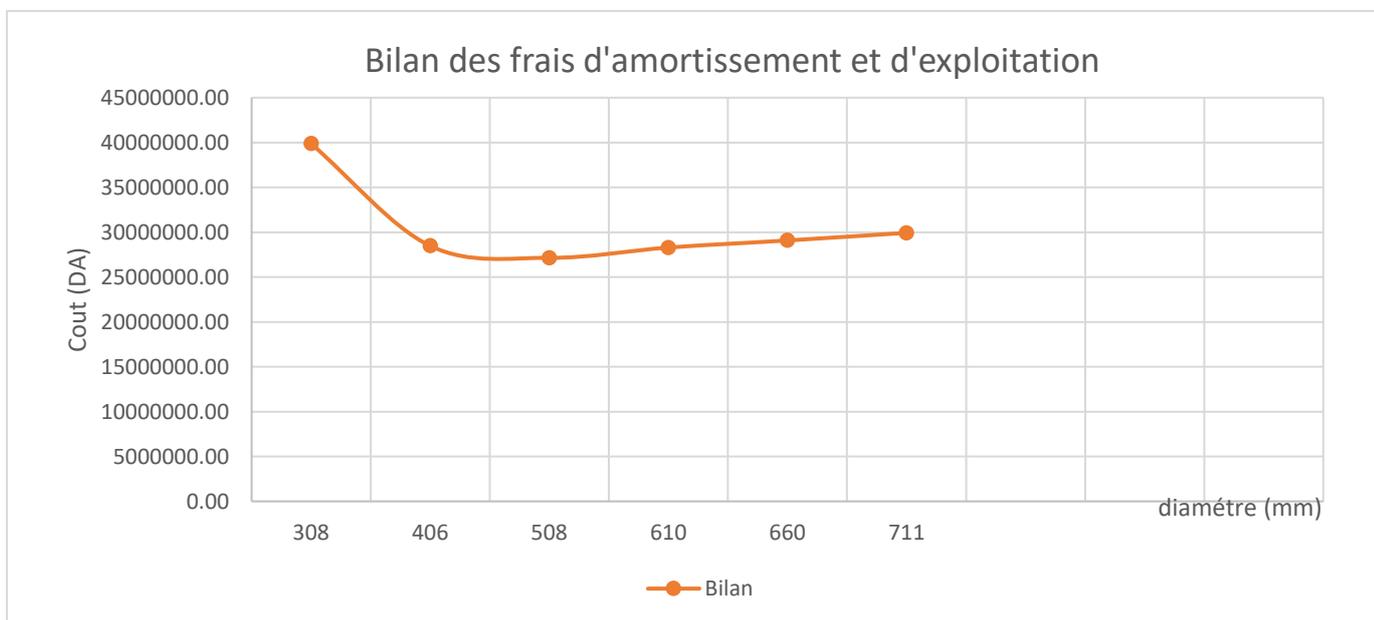


Figure 12 Bilan total du tronçon (SP5- RT(947 m NGA)))

Nous allons prendre un diamètre de 508 mm offrant une vitesse de 1.45 m/s.

Interprétation

Donc pour la deuxième variante, on a des diamètres de 508/601 mm en acier pour les tronçons **SP1-SP2** et **SP2-SP3** et **SP3-RT1** et **SP4-SP5** et **SP5-RT2**, et un diamètre de 630 mm en PEHD pour les tronçons gravitaire **RT1-SP3** et **RT2-Rex** avec des vitesses acceptables.

III.5.2. Comparaison entre les variantes retenues

Tableau 33 Comparaison entre les variantes retenues :

Variante	Bilan (DA)
Variante 01	387451494.5
Variante 02	452716588

Interprétation

La variante retenue est donc la première qui comprend

- un tronçon refoulement SP1-RT1 (cote 508) sur une distance de 12000 m (diamètre 508 mm) en Acier avec deux stations de pompage
- un tronçon gravitaire de RT1(cote 508) vers la station de reprise SP3 place à la cote 401 m sur une distance de 16000 m (diamètre 630 mm) PEHD
- un tronçon refoulement SP3-SP4 et SP4-SP5 et SP5-Rt2 avec des diamètres en acier (508 mm)..
- un tronçon gravitaire de RT2(cote 947) vers RexT place à la cote 933.5 m sur une distance de 1960 m (diamètre 400 mm) PEHD

Conclusion

Une étude technico-économique a été faite dans ce chapitre afin de déterminer le diamètre approprié des conduites d'adduction par refoulement projetées dans le cadre de ce projet de fin d'études. Cette étude technico-économique a pris en considération à la fois les frais d'amortissement et les frais d'exploitation ce qui a permis une meilleure estimation des diamètres.

Chapitre IV

Etude De stockage

Introduction

Dans la cadre de notre projet, les réservoirs de stockage représentent un élément indispensable, Donc le but de ce chapitre et de déterminer les volumes de stockage nécessaires et les vérifier de telle façon qu'on assure le meilleur fonctionnement de réseau.

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

IV.2. Classification des réservoirs [3]

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 arme ou ordinaire

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

- Enterrées
- Semi-enterrés
- Surélève

D'après leurs formes :

- Circulaires
- Rectangulaires
- Carrés [3]

IV.3. 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.4. Equipements du réservoir

Le réservoir doit être équipé :

IV.4.1. 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.

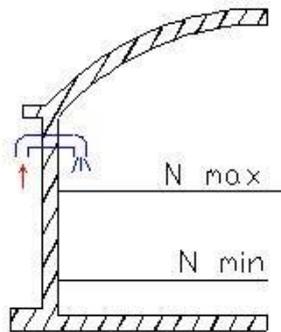
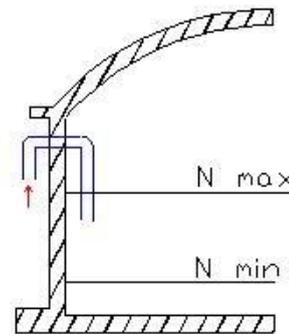


Figure 16 a : Arrivée par surverse



b : Arrivée par sur verse

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

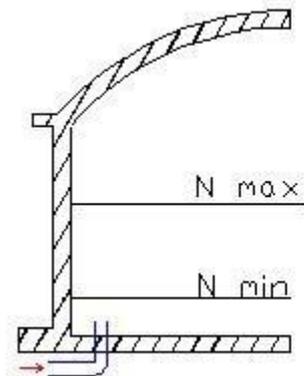
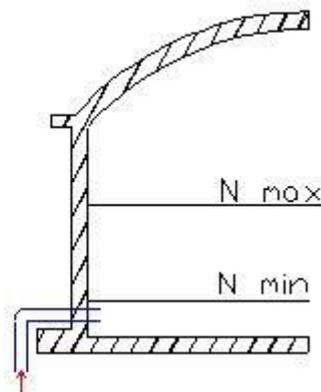


Figure 17 a : Arrivée par le fond



b : Arrivée par dessous

IV.4.2. 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.

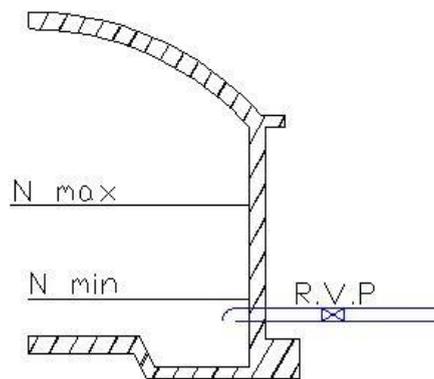


Figure 18 Conduite de départ

IV.4.3. 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.

IV.4.4. 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.

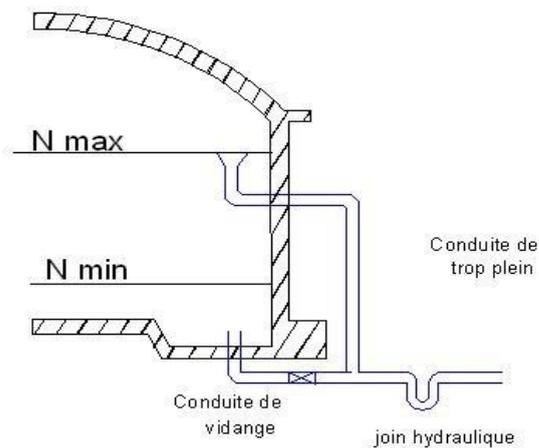


Figure 19 Conduite de vidange et de trop plein.

IV.4.5. 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.

IV.5. 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 augmentée éventuellement de la réserve incendie. Deux méthodes peuvent être appliquées pour la déterminer :

La méthode analytique. La méthode graphique.

IV.5.1. 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 :

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

V_r : capacité résiduelle (m^3),

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

Q_{max} : La consommation maximale journalière (m^3/j).

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

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

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

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

IV.5.2. Méthode graphique

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

Donc :

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

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

$$V_r = \frac{Q_{\max.j} * R_{\max}}{100} \quad (\mathbf{m^3}) \dots\dots\dots (\mathbf{IV.3})$$

Dont le volume total sera : $V_t = V_r + V_{\text{inc}}$.

IV.6. Dimensionnement du réservoir :

Pour notre projet et pour déterminer la capacité du réservoir on utilise la méthode analytique

IV.6.1. Réservoir de stockage :

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 1 Evaluation du volume résiduel du réservoir de Bir El Ater

Heur	Cons (%)	Ref (%)	Surplus	Déficit	Reste dans le réservoir	
0-1	3.35	4.55	1.20		-6.40	3.20
01--02	3.25	4.55	1.30		-5.10	4.50
02--03	3.30	4.55	1.25		-3.85	5.75
03--04	3.20	4.55	1.35		-2.50	7.10
04--05	3.25	4.55	1.30		-1.20	8.40
05--06	3.40	4.55	1.15		-0.05	9.55
06--07	3.85	4.55	0.70		0.65	10.25
07--08	4.45	4.55	0.10		0.75	10.35
08--09	5.20	4.55		-0.65	0.00	9.70
09--10	5.05	4.55		-0.50	-0.50	9.20
10--11	4.85	4.55		-0.30	-0.80	8.90
11--12	4.60	4.55		-0.05	-0.85	8.85
12--13	4.60	4.55		-0.05	-0.90	8.80
13-14	4.55	4.55		0.00	-0.90	8.80
14-15	4.75	4.55		-0.20	-1.10	8.60
15-16	4.70	4.55		-0.15	-1.25	8.45
16-17	4.65	4.55		-0.10	-1.35	8.35
17-18	4.35	4.55	0.20		-1.15	8.55
18-19	4.40	4.55	0.15		-1.00	8.70
19-20	4.30	0.00		-4.30	-5.30	4.30
20-21	4.30	0.00		-4.30	-9.60	0.00
21-22	4.20	4.55	0.35		-9.25	0.35
22-23	3.75	4.55	0.80		-8.45	1.15
23-24	3.70	4.55	0.85		-7.60	2.00

Calcul de la capacité du réservoir de Bir El Ater :

Le volume résiduel sera : $V_r = \frac{10.35 * 22093}{100} = 2287 \text{ m}^3$

La capacité totale sera : $V_t = 2287 + 120 = 2407 \text{ m}^3$

La capacité normalisée sera : $V_n = 2500 \text{ m}^3$.

Remarque :

La capacité du réservoir existant (2000 m^3) n'est pas suffisante pour satisfaire les besoins de la ville à l'horizon de calcul, donc il faut ajouter un autre réservoir de (500 m^3) pour un volume total de (2500 m^3)

IV.6.2. Dimensionnement du réservoir tampon :

Le Réservoir tampon assure la transition entre l'écoulement en charge issu de la station de pompage et l'écoulement gravitaire en direction du réservoir existant.

IV.6.2.1. Détermination analytique du volume du réservoir tampon :

La capacité du réservoir tampon est déterminée en fonction du temps de fermeture de la vanne à l'aval de l'adduction gravitaire, et aussi une réserve d'incendie qu'on préconise en cas d'incendie.

La capacité totale du réservoir sera : $V_t = V_r + V_{inc}$ (m^3)

V_r : volume de régulation.

V_{inc} : volume d'incendie.

Pour le calcul du volume résiduel voici la démonstration :

Soit Q_0 le débit transite dans la conduite gravitaire à l'aval du réservoir tampon, et Soit T le temps de fermeture linéaire totale du Robinet vanne.

Dès l'arrêt de la Pompe le réservoir commence à se vider et le robinet vanne à l'aval de l'adduction gravitaire entre en action de fermeture.

Pour un instant 't' le débit sera :

$Q = Q_0 - Q_0 \times (t/T) = Q_0 \times (1 - t/T)$ Et le volume dV du réservoir sera :

$$dv = Q_0 \times (1 - t/T) dt$$

$$V = Q_0 \times \int_0^T (1 - t/T) dt = \frac{Q_0 T}{2}$$

T : temps totaux de la fermeture de la vanne

Donc le volume du réservoir est en fonction direct du temps du robinet vanne à fermeture lente, donc il nous faut connaître la loi de manœuvre du robinet vanne choisi pour l'adduction.

Afin d'éviter la création d'un coup de bélier important il nous faut choisir un robinet vanne avec fermeture lente.

Le robinet vanne choisi a un temps de fermeture de 0.75 h.

Donc le volume total sera :

$$V_t = 311.85 + 120 = 431.86 \text{ m}^3$$

On le normalise à un volume de 500 m^3

IV.6.2.2. Forme des réservoirs tampons :

Ce qui concerne la forme des réservoirs tampons, on opte pour la forme circulaire

La hauteur de l'eau dans la cuve est comprise entre 3 et 6 m en moyenne, toutefois, les réservoirs de grande capacité des agglomérations importantes peuvent présenter des hauteurs d'eau comprise entre 7 et 10 m.

- **Le diamètre D de la cuve**

On calcule le diamètre de la cuve moyennant la formule

$$* \quad D = \sqrt{\frac{4 \cdot V_n}{\pi h}}$$

Avec :

V_n : capacité normalisée du réservoir (m^3)

D : diamètre de la cuve (m)

h : hauteur optimale d'eau (m), on propose une hauteur de 4 m

On trouve un diamètre de 12.65 m

- **Réévaluation de la hauteur d'eau h**

On calcule la hauteur d'eau moyennant la formule

$$* \quad h = \frac{4 \cdot V_n}{\pi D_n^2}$$

On trouve une hauteur de 3.97 m

- **La hauteur totale H du réservoir**

On calcule la hauteur du réservoir moyennant la formule

$$H = h + R$$

Avec :

H : hauteur totale du réservoir (m)

h : hauteur d'eau (m)

R : revanche (m)

Les dimensions du réservoir sont portées dans le tableau suivant

Tableau 2 Dimensions du réservoir tampon

Reservoir	Volume (m^3)	h (m)	S (m^2)	D (m)	H (m)
Tampon	500	4.00	125.00	12.65	4.5

IV.6.3. Dimensionnement de la bache de reprises de la station de pompage(SP)

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).

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

$$V_{\text{bache}} = \text{Avec : } \frac{Q_{\text{max j}} * t}{22}$$

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

T: le temps de fonctionnement de la station de pompage (T = 22 h)

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

IV.6.3.1. Bache de la station de pompage (SP1) :

La station de pompage (SP1) se situe à 7600 m de champ captant. La bache de reprise elle-même est alimentée par une conduite de refoulement. Le débit entrant à la station de pompage (SP1) est de 278 l/s.

Alors le volume de la bache de (SP1) est déterminé par la relation suivante :

$$V_{\text{bache}} = \frac{Q_{\text{max j}} * t}{22} = \frac{22093}{22} \times \frac{1}{4} = 251 \text{ m}^3 =$$

En choisi un volume normalise de 250 m³.

C'est le même cas pour les stations de pompage SP2 et SP3.

Tableau 3 Tableau donnant les dimensions des bâches de reprise pour une forme rectangulaire.

Bache de reprise	Volume (m3)	L(m)	h (m)	l (m)	S (m ²)
SP 1	250	10	5	5	50
SP 2	250	10	5	5	50
SP 3	250	10	5	5	50

IV.7. Hygiène et sécurité des réservoir

- 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 le réservoir tampon et les bâches de reprises pour les trois stations de pompage pour satisfaire les besoins en eau des agglomérations et assurer le bon fonctionnement de l'adduction et des stations de pompage.

Chapitre V

Etude de Pompage

Introduction

Ce chapitre a pour but, l'étude et le choix du système pompage idéal adapté à l'usage de notre projet, ce qui nous permettra donc d'assurer le débit appelé et la hauteur manométrique totale au niveau des trois stations de pompage projetées le long de l'adduction. Cette étude comprendra le dimensionnement des pompes et le choix des moteurs qui vont avec, ainsi que le réglage et le calage de chaque pompe.

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.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.4. Choix du type de la pompe

Le type de la pompe est choisi de façon à :

- Assurer le débit et la hauteur manométrique demandée désirée.
- Avoir un meilleur rendement.
- Avoir une puissance absorbée minimale.
- Avoir une vitesse de rotation élevée.
- Vérifier la condition de non cavitation
- Répondre à la construction économique du bâtiment.
- Fabriquée en série désirée (de préférable).

V.5. Choix du nombre de pompe

Pour choisir le nombre convenable de pompes, nous devons aboutir à un :

- Nombre minimal de pompes.
- Meilleur rendement.
- Puissance absorbée minimale.
- Vitesse de rotation élevée.
- (NPSH)_r minimal.

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

Le choix de l'emplacement de la station de pompage se base sur plusieurs critères à savoir :

- Il est préférable de situer la prise d'eau la plus proche possible de la station de pompage.
- Il faut éviter les zones sismiques et les zones non stables dans la mesure de possible.
- Il faut respecter les normes : distance minimale entre la station de pompage un aéroport et une prise d'eau doit être 30 km.
- Les différents ouvrages des stations de pompage ne doivent pas se trouver dans les lieux libres du tracé en cas de crue.
- Pour les terrassements et pour l'implantation de la station de pompage il est nécessaire de :
 - Prévoir L'accès à tous les ouvrages.

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.8. Courbes caractéristiques des pompes

Pour chaque groupe des pompes choisies, nous distinguons les courbes caractéristiques suivantes : $[H-Q]$, $[P_{abs}-Q]$, $[\eta_p-Q]$, $[(NPSH)_r-Q]$

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 :

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

Avec :

H_g : Hauteur géométrique (m) ;

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

$$R = (8 \times \lambda \times L) / (g \times \pi^2 \times D^5) \dots\dots\dots(V.2)$$

Avec :

λ : Coefficient de perte de charge.

L : Longueur de la conduite (m).

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

D : Diamètre de la conduite (m).

V.10. Point de fonctionnement des pompes

Choisir la bonne pompe ne suffit pas pour juger son bon fonctionnement, il faut compléter ce choix par la détermination du point de fonctionnement Afin d'orienter notre choix, nous devons satisfaire les conditions mécaniques et hydraulique, et tracer la courbe de la conduite de refoulement et celle de la pompe qui est donnée par le constructeur sur le catalogue.

Le point de fonctionnement d'une pompe est l'intersection entre la courbe caractéristique de la pompe installée et en fonctionnement $[H-Q]$ donnée par le constructeur ou par les essais de pompage et la courbe caractéristique de la conduite refoulant un débit de la pompe en fonctionnement $[H_c-Q]$ 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 la plage de bon fonctionnement pour un rendement optimal.

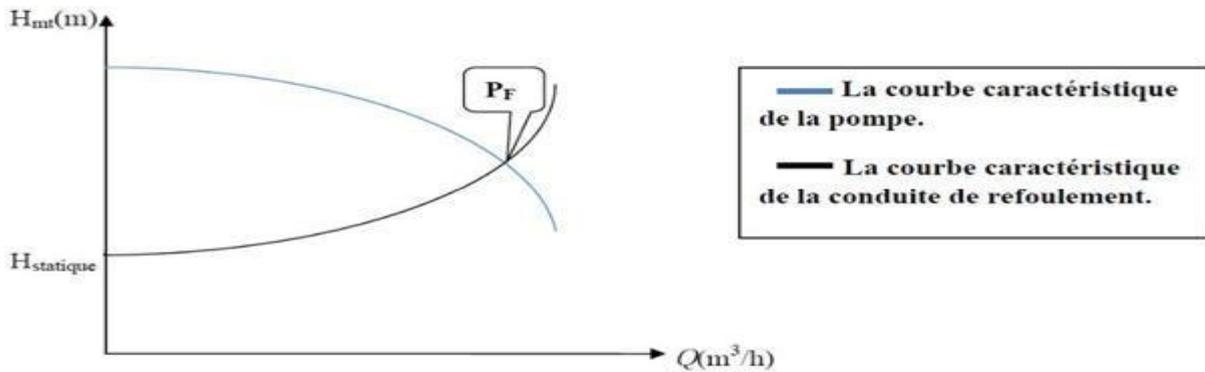


Figure 20 Graphe représentatif de la détermination de point de fonctionnement

V.11. Modes de réglage

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

V.11.1. Débit disponible > Débit appelé

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

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

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

$$\eta_{a\ v}^{i1} = \eta_{a\ v}^{i1} \times \frac{H_a}{H_a + h_v} \dots\dots\dots (V.3)$$

$\eta_{a\ v}^{i1}$: Rendement de l'installation après le vannage (%)

$\eta_{a\ v}^{i1}$: Rendement de l'installation avant le vannage (%)

H_{app} : hauteur manométrique appelée (m)

h_v : différence entre la hauteur H 'c et la hauteur appelée

$$h_v = H'c - H_A \dots\dots\dots (V.4)$$

H’c : hauteur correspondant à la projection du débit appelé sur la courbe caractéristique de la pompe (H-Q)_R (m)

3. Diminution 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 :

$$t = \frac{Q a_1}{Q} t \dots\dots\dots (V.5)$$

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

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

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

V.11.2. Débit disponible < Débit appelé

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

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

En définitif, les différents modes de réglage sont étudiés afin d’opter pour le mode Occasionnant la chute de rendement la plus faible et la puissance absorbée la plus faible.

V.12. Calage des pompes Centrifuges

V.12.1. Installation en charge

C’est la détermination de la côte exacte de la pompe et la hauteur d’aspiration admissible pour que le NPSH disponible doit toujours être supérieur à NPSH requis. Pour une installation en charge le NPSH_d est donne par :

*
$$h_a^{ac} = (NPSH_d) = P_a - T_v + h_a^{ac} - \frac{v_a^2}{2g} - \Delta h_a \dots\dots\dots (V.6)$$

$$\Delta h_a = \Delta h_a^{li} + \Delta h_a^{si} \dots\dots\dots(V.7)$$

$$\Delta h = (1,10 - 1,15) * \Delta h_a^{li} \dots\dots\dots(V.8)$$

$$(NPSH)_d = (NPSH)_r + r \dots\dots\dots(V.9)$$

r : marge de sécurité, r = (0,3 – 0,5) m. On prend : r = 0,3

P_{atm} : pression atmosphérique ;

$$P_a = 10,33 - 0,00139 * H \dots\dots\dots(V.10)$$

Avec :

H : altitude de la station

P_v : Tension de vapeur sature ;

h_a^{ac} : Hauteur d’aspiration admissible

V_a : vitesse d’aspiration ;

Δh_a : La somme des pertes de charges ;

$$\nabla_a = \nabla_m - h_a^{ac} + r \dots\dots\dots(V.11)$$

Avec :

∇_a : Niveau de l’axe de la pompe (mNGA)

∇^m Niveau minimal du plan d’eau d’aspiration (mNGA)

$$\nabla^m = C_p - h + h^{it} \dots\dots\dots(V.12)$$

Avec :

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

h : hauteur d’eau dans le réservoir (m)

h_{it} : hauteur d’incendie dans le réservoir (m)

r : marge de sécurité, r = (0,1 – 0,3) (m)

V.12.2. Installation en aspiration

Pour une installation en aspiration la h_a^{ac} est donné par :

$$h_a^{ac} = -(NPSH_r) - r + P_a - T_v - \frac{v_a^2}{2a_i} - \Delta h_a \dots\dots\dots(V.13)$$

*

$$\nabla_a = \nabla_m + h_a^{ac} - r \dots\dots\dots(V.14)$$

V.13. Moteur d'entraînement**V.13.1. Définition**

Un moteur est un dispositif permettant d'effectuer un mouvement de rotation, de translation, ou d'ascension, à partir d'une énergie qui peut être chimique, électrique ou thermique.

V.13.2. Choix du moteur

Il existe plusieurs critères liés au choix du moteur :

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

V.13.3. Vitesse de rotation du moteur

La vitesse de rotation du moteur est donnée comme suit :

$$N_{\text{moteur}} = N_{\text{pompe}} (+/-) 200 \text{ tr/mn} \dots \dots \dots (\text{V.15})$$

V.14. Application à l'adduction de la ville Bir el ater

V.14.1. Pour la station SP1

Nous allons utiliser le catalogue numérique des pompes appelé CAPRARI Nous devons avoir un system de pompage pour assurer un débit de 278 l/s et une hmt De 242 m.

On note le nombre, le type et les caractéristiques des pompes dans le tableau 63 :

Tableau 1 Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre

n	Type de pompe	Q Total (l/s)	HMT (m)	η (%)	Vitesse (tr/min)	P_{abs} (Kw)	$(NPSH)_r$ (m)	Nbr d'étage
1	Pompe A	/	/	/	/	/	/	/
2	Pompe B	139	242	76.7	2980	430	3.31	3
3	Pompe C	88.4	239	75	2980	273	4.62	3
4	Pompe D	71.19	244	76.4	2950	222	2.19	3
5	Pompe E	58.31	220	75.8	2970	185	3.76	4

Pour cette station de pompage nous allons prendre une Pompe B et ce parce qu'elle présente les meilleures caractéristiques en ce qui concerne le rendement, la vitesse de rotation et la puissance absorbée.

Remarque

On opte pour un nombre de pompe (02) en plus un (01) pompe de secours. Ces deux (03) pompes sont identiques de type **Pompe B**

Tableau 2 Caractéristiques de la pompe choisi pour SP1

Données techniques	Caractéristiques
Q	139
H	242
n. poles	3
Fréquence	50 Hz
Monophasé / Triphasé	3~
Puissance moteur P2	250 kW
Tension	400 V
Diamètre refoulement	DN 150
Raccord d'aspiration	DN 200

V.14.1.3. Courbe caractéristique de la conduite

Tableau 3 Courbe caractéristique de la conduite de refoulement

N°	Q (l/s)	Hg (m)	L _{ref} (m)	D _{ec} (mm)	λ	$\Delta h_{p_{lin}}$ (m)	Δh_t (m)	H _c (m)
1	0	206	7600	508	0.020577905	0	0	206.00
2	25	206	7600	508	0.020577905	0.28	0.308	206.31
3	50	206	7600	508	0.020577905	1.1	1.21	207.21
4	75	206	7600	508	0.020577905	2.48	2.728	208.73
5	100	206	7600	508	0.020577905	4.4	4.84	210.84
6	125	206	7600	508	0.020577905	6.88	7.568	213.57
7	150	206	7600	508	0.020577905	9.9	10.89	216.89
8	175	206	7600	508	0.020577905	13.2	14.52	220.52

La courbe caractéristique de la conduite de refoulement et le point de fonctionnement de la pompe sont donnés sur la (figure 21)

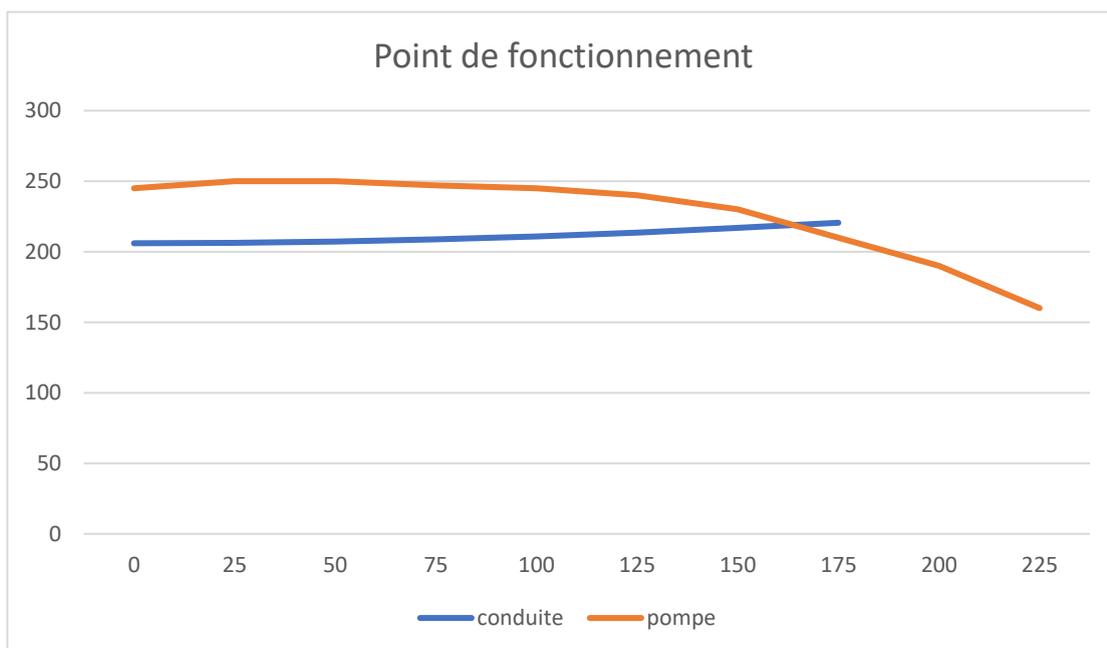


Figure 21 .point de fonctionnement de pompe

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

$$Q = 0.278 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$H = 252 \text{ m}$$

Le débit et la hauteur manométrique correspondant au point de fonctionnement étant respectivement égaux au débit et hauteur appelé, par conséquent aucun réglage n'est nécessaire

V.14.1.4. Dimensionnement des équipements des pompes

V.14.1.4.1. Conduite d'aspiration

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

$$Da = (1,2-1,5) da \dots \dots \dots (V.16)$$

da : diamètre de la tubulure d'aspiration égale à 200 mm Nous prendrons 1.5 comme facteur de multiplication ce qui donne : $Da = 1,5 * 200 = 300$ mm.

Le diamètre normalisé sera égal à 300 mm

a) Vérification de la vitesse

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

$$Va = (1 - 1.5) \text{ m/s pour } Da \leq 250 \text{ mm}$$

$$Va = (1.2 - 2) \text{ m/s pour } 250 \leq Da \leq 800 \text{ mm}$$

$$Va = (1,8 - 3) \text{ m/s pour } Da > 800 \text{ mm}$$

$$V_{asp} = \frac{Q}{S} = \frac{4Q}{\pi D^2} = 1.2 \text{ m/s}$$

La condition de la vitesse d'écoulement est vérifiée.

b) vérification de la condition de non cavitation :

$$P_{atm} = 10,33 - 0,00139 \times H$$

Tableau 4 Variation de la tension de vapeur d'eau en fonction de la température.

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

La tension de vapeur d'eau sera choisie pour une température de 18°C

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

$$\Delta h_{asp} = (1,10 - 1,15) \times \Delta h_a^{li}$$

Δh_a^{li} : Perte de charge linéaire à l'aspiration (m), elle sera estimée pour la conduite d'aspiration.

En utilisant la formule :

$$\Delta h_a^{li} = \frac{8x \ x L x Q^2}{g x \pi^2 x D^5}$$

L : longueur de la conduite d'aspiration, L = 10 m ;

D : diamètre de la conduite d'aspiration(m), Da=300 mm

Q : débit refoulé (m3/s)

Nous avons une charge nette d'aspiration (NPSH)r de 3.31 m. La station de pompage 1 sera implanté a la cote 96 m ce qui donne une pression atmosphérique de :

$$Patm = 10,33 - 0,00139 \times H = 10.33 - 0.00139*96$$

$$Patm = 10.19 \text{ mce}$$

La tension de vapeur d'eau à une température T°=18 °C ⇒ Tv = 0,216 mce.

$$\Delta hasp = 1,1 \times 0.19 = 0.21 \text{ m.}$$

$$h_a^{ac} = 10.19 - 0.216 - 0.21 - \frac{1.2^2}{2 \cdot 98} - 3.31 - 0.5 \Rightarrow h_a^{ac} = 5.88 \text{ m ;}$$

Pour éviter toutes risques de cavitation il respectée l'inégalité

$$(NPSH)d > (NPSH)r$$

$$(NPSH)d = 10.19 - 0.216 - 0,21 - \frac{1.2^2}{2 \cdot 98} - 5.88 = 3.81 \text{ m}$$

Notre pompe est loin du risque de cavitation.

V.14.1.5. 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

Pour les installations en aspiration :

$$\nabla_a = \nabla_m + h_a^{ac} - r$$

$$\nabla^m = p_p - h + h^i$$

Le niveau minimum du plan d'aspiration :

$$\nabla_m = 96 - 3 + 0.3 \Rightarrow \nabla_m = 93.3 \text{ m}$$

La côte de l'axe de la pompe :

$$\nabla_a = 93.3 + 3.81 - 0,3 \Rightarrow \nabla_a = 96.81 \text{ m}$$

Donc, la pompe doit être calée à une côte de 96.81 m. pour éviter la cavitation.

V.14.2. Pour la station SP2

Nous devons avoir un system de pompage pour assurer un débit de 278 l/s et une hmt de 227 m.

On note le nombre, le type et les caractéristiques des pompes dans le tableau 67 :

Tableau 5 Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre

n	Type de pompe	Q Total (l/s)	HMT (m)	η (%)	Vitesse (tr/min)	P _{abs} (Kw)	(NPSH) _r (m)	Nbr d'étage
1	Pompe A	/	/	/	/	/	/	/
2	Pompe B	139	242	76.7	2980	430	3.31	3
3	Pompe C	92.2	227	75.5	2980	272	4.78	4
4	Pompe D	69.8	227	77.5	1480	201	3.5	9
5	Pompe E	56.2	228	74.5	2980	169	4.46	4

Pour cette station de pompage nous allons prendre une **Pompe B** et ce parce qu'elle présente les meilleures caractéristiques en ce qui concerne le rendement, la vitesse de rotation et la puissance absorbée.

Remarque

On opte pour un nombre de pompe d'une (02) en plus un (01) pompe de secours. Ces trois (03) pompes sont identiques de type **Pompe B**

Tableau 6 Caractéristiques de la pompe choisi pour SP2

Données techniques	Caractéristiques
Q	139
H	242 M
n. poles	3
Fréquence	50 Hz
Monophasé / Triphasé	3~
Puissance moteur P2	250 kW
Tension	400 V
Diamètre refoulement	DN 150
Raccord d'aspiration	DN200

V.14.2.3. Courbe caractéristique de la conduite**Tableau 7 Courbe caractéristique de la conduite de refoulement**

N°	Q (m ³ /h)	Hg (m)	L _{ref} (m)	D _{ec} (mm)	λ	$\Delta h_{p\text{lin}}$ (m)	Δh_t (m)	H _c (m)
1	0	206	4400	508	0.020577905	0	0	206
2	25	206	4400	508	0.020577905	0.16	0.17	206.17
3	50	206	4400	508	0.020577905	0.63	0.70	206.70
4	75	206	4400	508	0.020577905	1.43	1.57	207.57
5	100	206	4400	508	0.020577905	2.54	2.80	208.80
6	125	206	4400	508	0.020577905	3.98	4.38	210.38
7	150	206	4400	508	0.020577905	5.73	6.30	212.30
8	175	206	4400	508	0.020577905	7.64	8.40	214.40

La courbe caractéristique de la conduite de refoulement et le point de fonctionnement de la pompe.

V.14.2.4.1. Conduite d'aspiration

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

da : diamètre de la tubulure d'aspiration égale à 200 mm Nous prendrons 1.5 comme facteur de multiplication ce qui donne : Da=1,2*200 = 240mm.

Le diamètre normalisé sera égal à 250mm.

a) Vérification de la vitesse

$$V_{\text{asp}} = \frac{Q}{S} = \frac{4Q}{\pi D} = 1.67 \text{ m/s}$$

La condition de la vitesse d'écoulement est vérifiée

V.14.2.5. Calage de la pompe

Le niveau minimum du plan d'aspiration :

$$\nabla_m = 302 - 3 + 0.3 \Rightarrow \nabla_m = 299.3 \text{ m}$$

La côte de l'axe de la pompe :

$$\nabla_a = 299.3 + 5.48 - 0,3 \Rightarrow \nabla_a = 304.5 \text{ m}$$

Donc, la pompe doit être calée à une côte de 304.5 m. pour éviter la cavitation.

V.14.3. Pour la station SP3

Nous devons avoir un system de pompage pour assurer un débit de 278 l/s et une hmt de 242 m.

On note le nombre, le type et les caractéristiques des pompes dans le tableau :

Tableau 8 Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre

n	Type de pompe	Q Total (l/s)	HMT (m)	η (%)	Vitesse (tr/min)	P _{abs} (Kw)	(NPSH) _r (m)	Nbr d'étage
1	Pompe A	/	/	/	/	/	/	/
2	Pompe B	139	242	76.9	2980	430	3.04	3
3	Pompe C	97	252	75.6	2950	320	6.95	4
4	Pompe D	69.8	247	77.5	1480	201	4.5	9
5	Pompe E	58.31	240	75.8	2970	185	3.76	4

Pour cette station de pompage nous allons prendre une **Pompe B** et ce parce qu'elle présente les meilleures caractéristiques en ce qui concerne le nombre d'étage, la vitesse de rotation et la puissance absorbée.

Remarque

On opte pour un nombre de pompe d'une (02) en plus un (01) pompe de secours. Ces (03) pompes sont identiques de type **Pompe B**

Tableau 9 Caractéristiques de la pompe choisi pour SP3

Données techniques	Caractéristiques
Q	139 l/s
H	242 m
n. pôles	3
Fréquence	50 Hz
Monophasé / Triphasé	3~
Puissance moteur P2	250 kW
Tension	400 V
Diamètre refoulement	DN 150
Raccord d'aspiration	DN200

V.14.3.3. Courbe caractéristique de la conduite

Tableau 10 Courbe caractéristique de la conduite de refoulement

N°	Q (m ³ /h)	Hg (m)	L _{ref} (m)	D _{ec} (mm)	λ	$\Delta h_{p_{lin}}$ (m)	Δh_t (m)	H _c (m)
1	0	162	20842	508	0.020577905	0	0	162
2	2	162	20842	508	0.020577905	0.76	0.836	162.836
3	50	162	20842	508	0.020577905	3.02	3.322	165.322
4	75	162	20842	508	0.020577905	6.8	7.48	169.48
5	10	162	20842	508	0.020577905	12.08	13.288	175.288
6	12	162	20842	508	0.020577905	18.9	20.79	182.79
7	15	162	20842	508	0.020577905	27.18	29.898	191.898
8	17	162	20842	508	0.020577905	36.99	40.689	202.689

La courbe caractéristique de la conduite de refoulement et le point de fonctionnement de la pompe sont donnés sur la (figure 42)

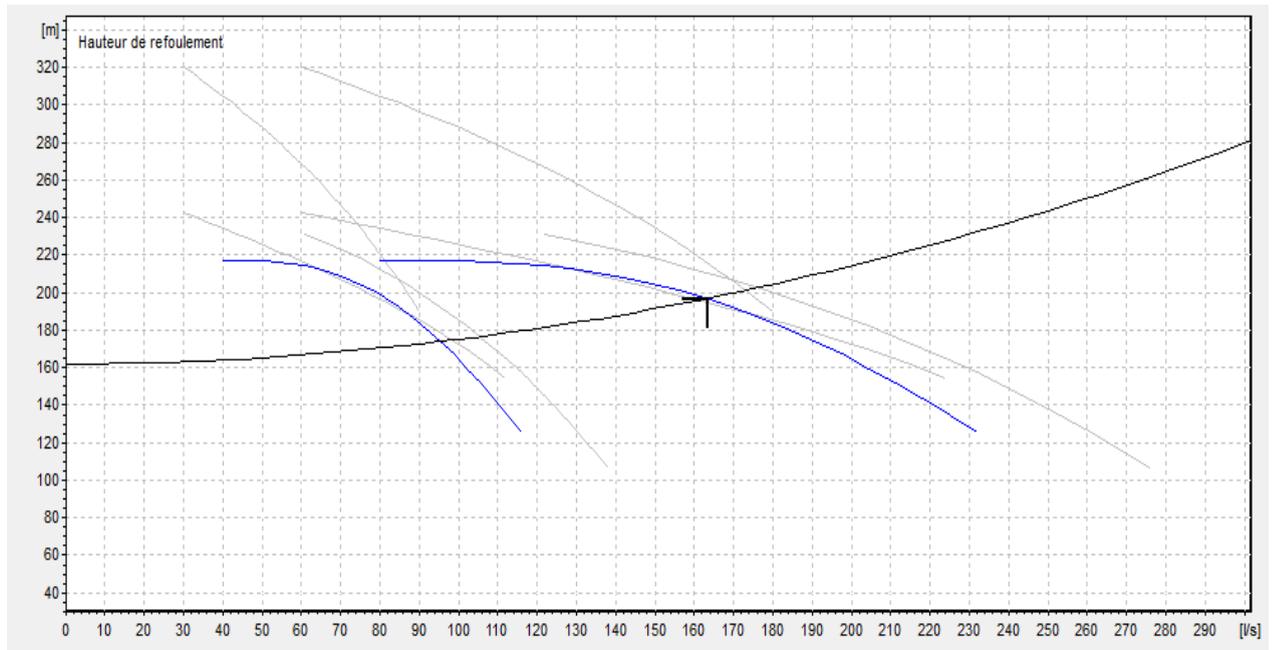


Figure 22 point de fonctionnement de pompe

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

$$Q_p = 0.242 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$H_p = 242 \text{ m}$$

Le débit et la hauteur manométrique correspondant au point de fonctionnement étant respectivement égaux au débit et hauteur appelé, par conséquent aucun réglage n'est nécessaire

V.14.3.4. Dimensionnement des équipements des pompes

V.14.3.4.1. Conduite d'aspiration

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

da : diamètre de la tubulure d'aspiration égale à 150 mm Nous prendrons 1.5 comme facteur de multiplication ce qui donne : $Da = 1,5 * 150 = 225 \text{ mm}$.

Le diamètre normalisé sera égal à 250mm.

a) Vérification de la vitesse

$$V_{\text{asp}} = \frac{Q}{S} = \frac{4Q}{\pi D^2} = 1.11 \text{ m/s}$$

La condition de la vitesse d'écoulement est vérifiée.

b) vérification de la condition de non cavitation :

Nous avons :

$$h_a^{ac} = -(NPSH_P) - r + P_a - T_v - \frac{V_a^2}{2g_*} - \Delta h_a$$

$$P_{\text{atm}} = 10,33 - 0,00139 \times H$$

Nous avons une charge nette d'aspiration (NPSH)_r de 3.04 m. La station de pompage 3 sera implanté a la cote 401 m ce qui donne une pression atmosphérique de :

$$P_{\text{atm}} = 10,33 - 0,00139 \times H = 10,33 - 0,00139 * 401$$

$$P_{\text{atm}} = 9.77 \text{ mce}$$

La tension de vapeur d'eau à une température $T^\circ = 18^\circ \text{C} \Rightarrow T_v = 0,216 \text{ mce}$.

$$\Delta h_{\text{asp}} = 1,1 \times 0,47 = 0,51 \text{ m}$$

$$h_a^{ac} = 9.77 - 0.216 - 0,51 - \frac{1.11^2}{2 \cdot 98} - 3.04 - 0.5 \Rightarrow h_a^{ac} = 5.44 \text{ m} ;$$

Pour éviter toutes risques de cavitation il respectée l'inégalité suivante

$$(NPSH)_d > (NPSH)_r$$

$$(NPSH)_d = 9.77 - 0.216 - 0,51 - \frac{1.11^2}{2 \cdot 98} - 5.44 = 3.54 \text{ m}$$

Notre pompe est loin du risque de cavitation.

V.14.3.5. Calage de la pompe

Le niveau minimum du plan d'aspiration :

$$\nabla_m = 401 - 3 + 0.3 \Rightarrow \nabla_m = 398.3 \text{ m}$$

La côte de l'axe de la pompe :

$$\nabla_a = 398.3 + 5.44 - 0,3 \Rightarrow \nabla_a = 403.4 \text{ m}$$

Donc, la pompe doit être calée à une côte de 403.4 m. pour éviter la cavitation.

V.15. Pour la station SP4

Nous devons avoir un system de pompage pour assurer un débit de 278 l/s et une hmt de 236 m.

On note le nombre, le type et les caractéristiques des pompes dans le tableau 73 :

Tableau 11 Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre

n	Type de pompe	Q Total (l/s)	HMT (m)	η (%)	Vitesse (tr/min)	P_{abs} (Kw)	$(NPSH)_r$ (m)	Nbr d'étage
1	Pompe A	/	/	/	/	/	/	/
2	Pompe B	139	236	76.8	2980	430	4.32	3
3	Pompe C	98	241	73.6	2950	320	6.95	3
4	Pompe D	71.8	256	75.5	1480	201	5.15	4
5	Pompe E	56.3	228	77.8	2970	185	3.76	4

Pour cette station de pompage nous allons prendre une **Pompe B** et ce parce qu'elle présente les meilleures caractéristiques en ce qui concerne le nombre de pompe, rendement, la vitesse de rotation et la puissance absorbée.

Remarque

On opte pour un nombre de pompe d'une (02) en plus un (01) pompe de secours. Ces (03) pompes sont identiques de type **Pompe B**

Tableau 12 Caractéristiques de la pompe choisi pour SP4

Données techniques	Caractéristiques
Q	139 l/s
H	236 m
n. pôles	3
Fréquence	50 Hz
Monophasé / Triphasé	3~
Puissance moteur P2	250 kW
Tension	400 V
Diamètre refoulement	DN 150
Raccord d'aspiration	DN200

V.15.1. Courbe caractéristique de la conduite**Tableau 13 Courbe caractéristique de la conduite de refoulement**

N°	Q (m ³ /h)	Hg (m)	L _{ref} (m)	D _{ec} (mm)	λ	$\Delta h_{p_{lin}}$ (m)	Δh_t (m)	H _c (m)
1	0	207	14358	508	0.020577905	0	0	207
2	2	207	14358	508	0.020577905	0.52	0.572	207.572
3	50	207	14358	508	0.020577905	2.08	2.288	209.288
4	75	207	14358	508	0.020577905	4.68	5.148	212.148
5	10	207	14358	508	0.020577905	8.3	9.13	216.13
6	12	207	14358	508	0.020577905	13	14.3	221.3
7	15	207	14358	508	0.020577905	18.72	20.592	227.592
8	17	207	14358	508	0.020577905	25.48	28.028	235.028

V.15.2. Dimensionnement des équipements des pompes**V.15.3. Conduite d'aspiration**

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

da : diamètre de la tubulure d'aspiration égale à 150 mm Nous prendrons 1.5 comme facteur de multiplication ce qui donne : Da=1,5*200 = 300mm.

Le diamètre normalisé sera égal à 300mm.

a) Vérification de la vitesse

$$V_{asp} = \frac{Q}{S} = \frac{4Q}{\pi D} = 1.34 \text{ m/s}$$

La condition de la vitesse d'écoulement est vérifiée

b) vérification de la condition de non cavitation :

Nous avons :

$$h_a^{ac} = -(\text{NPSH}_P) - P_a - T_v - \frac{V_a^2}{2g} - \Delta h_{a*}$$

$$P_{atm} = 10,33 - 0,00139 \times H$$

Nous avons une charge nette d'aspiration (NPSH)_r de 4.32 m. La station de pompage 4 sera implanté a la cote 563 m ce qui donne une pression atmosphérique de :

$$P_{atm} = 10,33 - 0,00139 \times H = 10,33 - 0,00139 \times 563$$

$$P_{atm} = 9,55 \text{ mce}$$

La tension de vapeur d'eau à une température $T^\circ = 18^\circ \text{C} \Rightarrow T_v = 0,216 \text{ mce}$

$$\Delta h_{asp} = 1,1 \times 0,19 = 0,21 \text{ m.}$$

$$h_a^{ac} = 9,55 - 0,216 - 0,21 - \frac{1,34^2}{2 \times 9,8} - 4,32 - 0,5 \Rightarrow h_a^{ac} = 4,23 \text{ m ;}$$

Pour éviter toutes risques de cavitation il respectée l'inégalité suivante

$$(\text{NPSH})_d > (\text{NPSH})_r$$

$$(\text{NPSH})_d = 9,55 - 0,216 - 0,21 - \frac{1,16^2}{2 \times 9,8} - 4,23 = 4,78 \text{ m}$$

Notre pompe est loin du risque de cavitation.

V.15.4. Calage de la pompe

Le niveau minimum du plan d'aspiration :

$$\nabla_m = 562 - 3 + 0,3 \Rightarrow \nabla_m = 559,3 \text{ m}$$

La côte de l'axe de la pompe :

$$\nabla_a = 559,3 + 4,78 - 0,3 \Rightarrow \nabla_a = 563,78 \text{ m}$$

Donc, la pompe doit être calée à une côte de 563.78 m. pour éviter la cavitation

V.15.5. Pour la station SP5

Nous devons avoir un system de pompage pour assurer un débit de 278 l/s et une hmt de 224 m.

On note le nombre, le type et les caractéristiques des pompes dans le tableau V.8 :

Tableau 14 Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre

n	Type de pompe	Q Total (l/s)	HMT (m)	η (%)	Vitesse (tr/min)	P_{abs} (Kw)	$(NPSH)_r$ (m)	Nbr d'étage
1	Pompe A	/	/	/	/	/	/	/
2	Pompe B	145	228	75	2980	435	11.6	7
3	Pompe C	93.2	225	75.5	2980	272	8.86	4
4	Pompe D	70.8	232	77.2	1480	201	5.15	4
5	Pompe E	56.3	228	77.8	2970	185	3.76	4

Pour cette station de pompage nous allons prendre une **Pompe C** et ce parce qu'elle présente les meilleures caractéristiques en ce qui concerne le nombre de pompe, rendement, la vitesse de rotation et la puissance absorbée.

Remarque

On opte pour un nombre de pompe d'une (03) en plus un (01) pompe de secours. Ces (04) pompes sont identiques de type **Pompe C**

Tableau 15 Caractéristiques de la pompe choisi pour SP3

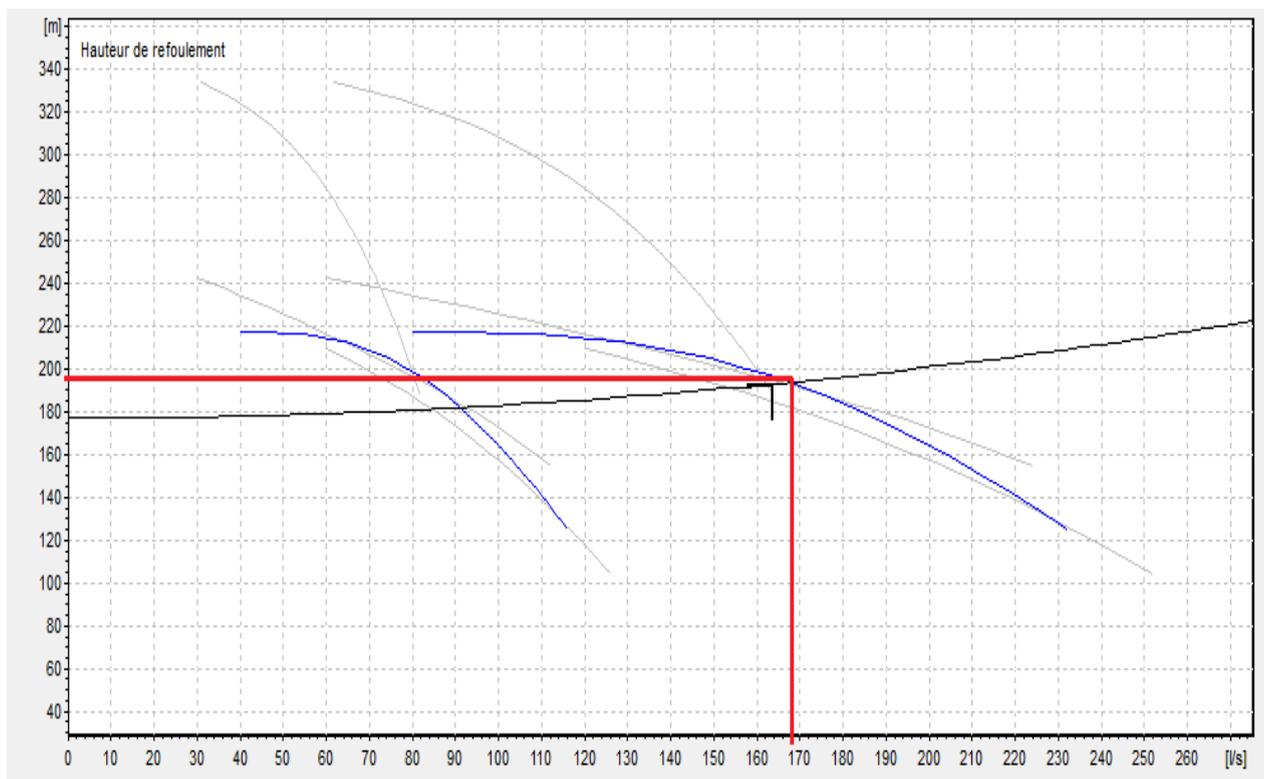
Données techniques	Caractéristiques
Q	93.2 l/s
H	225 m
n. pôles	4
Fréquence	50 Hz
Monophasé / Triphasé	3~
Puissance moteur P2	250 kW
Tension	400 V
Diamètre refoulement	DN 150
Raccord d'aspiration	DN200

V.15.5.1. Courbe caractéristique de la conduite

Tableau 16 Courbe caractéristique de la conduite de refoulement

N°	Q (m ³ /h)	Hg (m)	L _{ref} (m)	D _{ec} (mm)	λ	$\Delta h_{p_{lin}}$ (m)	Δh_t (m)	H _c (m)
1	0	177	9800	508	0.020577905	0	0	177
2	25	177	9800	508	0.020577905	0.36	0.396	177.396
3	50	177	9800	508	0.020577905	1.42	1.562	178.562
4	75	177	9800	508	0.020577905	3.19	3.509	180.509
5	100	177	9800	508	0.020577905	5.68	6.248	183.248
6	125	177	9800	508	0.020577905	8.88	9.768	186.768
7	150	177	9800	508	0.020577905	12.78	14.058	191.058
8	175	177	9800	508	0.020577905	17.39	19.129	196.129

La courbe caractéristique de la conduite de refoulement et le point de fonctionnement de la pompe sont donnés sur la (figure 50)



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

$$Q_{pf} = 280 \text{ l/s} > Q_{app} = 278 \text{ l/s}$$

$$H_{pf} = 225 \text{ m} > h_{app} = 224 \text{ m}$$

Le débit et la hauteur manométrique correspondant au point de fonctionnement étant supérieur au débit et hauteur appelé, par conséquent un mode de réglage est nécessaire

V.15.5.2 Mode de réglage :

On est tombé dans le cas (Débit point de fonctionnement > Débit appelé). Dans ce cas, les modes de réglage à étudier sont le vannage, la diminution du temps de pompage, le rognage et la vitesse de rotation.

1. Diminution de la vitesse de rotation :

La nouvelle vitesse de la pompe sera

D'après la loi de similitude on a :

$$\text{Selon la formule } \Rightarrow n = N \frac{Q_{app}}{Q_{pf}} = 2980 * \frac{278}{280} = 2959 \text{ Tr/min}$$

L'équation de la courbe de proportionnalité est égale: $H = a * Q^2$

$$a = \frac{H_{app}}{Q^2_{app}} = \frac{193}{588.96^2} = 0,0006$$

Le rendement après la similitude est : **74.1 %**

$$\text{La puissance absorbée : } P_{abs} = \frac{9.81 * 588.96 * 272}{0.79 * 3600} \Rightarrow P_{abs} = \mathbf{552.4 \text{ KW}}$$

2. Vannage :

Selon la formule **V.5** \Rightarrow

$H' = 194 \text{ m}$ (Après projection)

$$\eta_{inst_{ap,van}} = \eta_{inst_{av,van}} * \frac{H_{app}}{H_{app} + h_v} \dots \dots \dots \mathbf{V.17}$$

Avec

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

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

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

h_v : différence entre la hauteur H' et la hauteur appelée ;

Selon la formule **V.6** $\Rightarrow h_v = 194 - 193 \Rightarrow h_v = 5,26 \text{ m}$.

$$\eta_{inst_{ap,van}} = 75.5 * \frac{193}{194+1} \Rightarrow \eta_{inst_{ap,van}} = \mathbf{73.7 \%}$$

La nouvelle puissance absorbée :

$$Q = \frac{Q_{app}}{n}$$

n : nombre de pompes en parallèle ;

$$Q = \frac{278}{1000} \Rightarrow Q = 0.278 \text{ Ainsi : } P_{abs} = \frac{9.81 * 0.278 * 272}{0.79} \Rightarrow P_{abs} = \mathbf{397.84 \text{ Kw.}}$$

3. Diminution du temps de pompage :

$$t' = \frac{Q_{app}}{Q_{pf}} * t \dots\dots\dots \mathbf{V.18}$$

Avec :

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

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

Q_{pf} : débit correspondant au point de fonctionnement de la pompe (m³/h).

Selon la formule **V.6** ⇒ Le nouveau temps de pompage sera : $I = \frac{278}{280} * 22$

$$t' = 21.84h = \mathbf{21h 50min}$$

• Le rendement correspondant au débit Q_{pf}=278 m³/h est : **η= 75.2%**.

• On détermine la nouvelle puissance absorbée, sachant que :

$$P_{abs} = \mathbf{387,23 Kw}$$

4. Rognage :

$$H = \frac{h}{q} \cdot Q \quad \Rightarrow \quad H = \frac{193}{588.96} \cdot Q \Rightarrow H = 0.3Q$$

Selon la formule **V.9** ⇒ $D = 360 \sqrt{\frac{588.96}{601.2}} = 356.32 \text{ mm}$

$$D = 356.32 \text{ mm}$$

$$\left[\frac{d}{D} \right]^2 = \frac{1}{m^2} \quad \Rightarrow \quad m = 0,989$$

$$R \% = (1-m) \cdot 100 \quad \Rightarrow \quad R \% = (1-0,934) \cdot 100 = 1.02 \% < 15 \%$$

Le rendement de rognage est inférieur à 15% alors le rognage est efficace

Le rendement après rognage est : **75,6%**

$$\text{La puissance absorbée : } P_{abs} = \frac{9,81 * 51,84 * 207,74}{0,705 * 3600} \Rightarrow P_{abs} = \mathbf{320,71 KW}$$

V.15.5.3 Choix du mode de réglage :

Après avoir étudié les différents modes de réglage du débit, le mode choisit doit présenter la chute de rendement la plus faible et la puissance absorbée la plus faible.

Tableau 17 Tableau récapitulatif des résultats des modes de réglage de la pompe SP5

Mode de réglage	Rendement η (%)		Puissance absorbée P (Kw)	
	Avant	Après	Avant	Après
Diminution de la vitesse de rotation	75.5	74.1	272	552
Vannage	75.5	73.7	272	397,84
Diminution de temps de pompage	75.5	75.2	272	387,23
Rognage	75.5	75.6	272	320

nous remarquons que le Rognage présente un meilleur rendement est une faible puissance absorbée donc c'est le mode de réglage adéquat.

V.15.5.4. Dimensionnement des équipements des pompes

V.15.5.4.1. Conduite d'aspiration

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

d_a : diamètre de la tubulure d'aspiration égale à 150 mm Nous prendrons 1.5 comme facteur de multiplication ce qui donne : $D_a = 1,5 * 200 = 300\text{mm}$.

Le diamètre normalisé sera égal à 300mm.

a) Vérification de la vitesse

$$V_{\text{asp}} = \frac{Q}{S} = \frac{4Q}{\pi D^2} = 1.16 \text{ m/s}$$

La condition de la vitesse d'écoulement est vérifiée.

b) vérification de la condition de non cavitation :

Nous avons :

$$h_a^{ac} = -(NPSH_p) - r + P_a - T_v - \frac{V_a^2}{2g_*} - \Delta h_a$$

$$P_{\text{atm}} = 10,33 - 0,00139 \times H$$

Nous avons une charge nette d'aspiration (NPSH)_r de 3.22 m. La station de pompage 5 sera implanté a la cote 770 m ce qui donne une pression atmosphérique de :

$$P_{atm} = 10,33 - 0,00139 \times H = 10,33 - 0,00139 \times 770$$

$$P_{atm} = 9.26 \text{ mce}$$

La tension de vapeur d'eau à une température $T^\circ = 18^\circ \text{C} \Rightarrow T_v = 0,216 \text{ mce}$.

$$\Delta h_{asp} = 1,1 \times 0,19 = 0,21 \text{ m.}$$

$$h_a^{ac} = 9.26 - 0.216 - 0,21 - \frac{1.16^2}{2 \times 9.8} - 3.22 - 0.5 \Rightarrow h_a^{ac} = 5.04 \text{ m ;}$$

Pour éviter toutes risques de cavitation il respectée l'inégalité suivante

$$(NPSH)_d > (NPSH)_r$$

$$(NPSH)_d = 9.26 - 0.216 - 0,21 - \frac{1.16^2}{2 \times 9.8} - 5.04 = 3.72 \text{ m}$$

Notre pompe est loin du risque de cavitation.

V.15.5.6. Calage de la pompe

Le niveau minimum du plan d'aspiration :

$$\nabla_m = 770 - 3 + 0.3 \Rightarrow \nabla_m = 767.3 \text{ m}$$

La côte de l'axe de la pompe :

$$\nabla_a = 767.3 + 5.04 - 0,3 \Rightarrow \nabla_a = 772.04 \text{ m}$$

Donc, la pompe doit être calée à une côte de 772.04 m. pour éviter la cavitation.

V.15.6. 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 : $y = 0,3m$ pour $Da \leq 500$ mm

$Y = 1m$ pour $Da \geq 500$ mm

Comme $Da = 300$ mm ≤ 500 mm , nous aurons $y = 0.3$ m

b) Longueur du convergent

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

Prenons: $l_c = 3.5 (Da - da) = 3.5 * (300 - 200) = 350$ mm

c) Dimension du tronçon

Nous aurons :

$$l_{tr\ asp} = 2 * 300 = 600$$
 mm

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

V.15.7. Equipements en aval

Comme pour l'amont nous aurons :

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

$$l_{tr} = 2 * 200 = 400$$
 mm

$$d_v = 0,25 Dr \dots \dots \dots (V.22)$$

$$d_v = 0,25 * 200 = 50$$
 mm

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

$$l_{div} = 3,5 (200 - 125) = 262.5$$
 mm

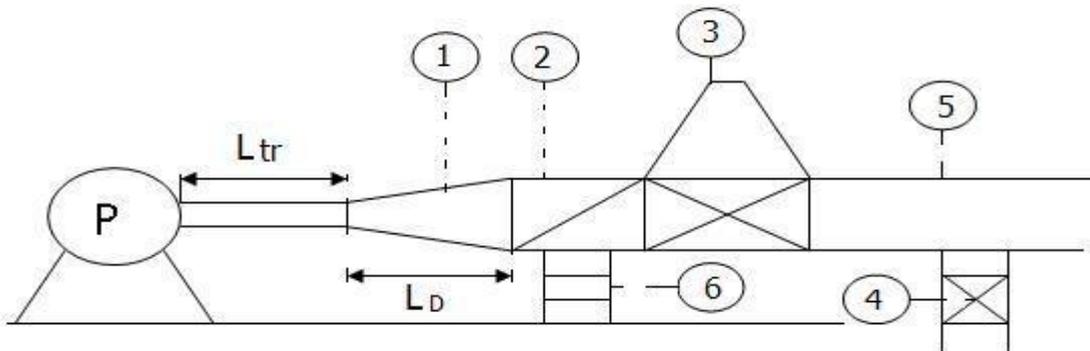


Figure 24 équipements en aval

Sur la Figure 51, les équipements en total a l'aval d'une pompe sont :

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

V. 15.8. Génie civil de la station de pompage

Vu l'égalité du nombre de groupes électropompes au niveau de toutes les stations de pompage et du moment que leurs longueurs et leurs largeurs sont à peu près les mêmes, les dimensions des bâtiments des stations de pompage seront elles aussi égales.

V. 15.8.1. Calcul génie civil

Les différentes dimensions de la station de pompage sont :

V. 15.8.1.1. Épaisseur des murs du bâtiment

On prévoit des murs à double cloisonnement avec des briques de 10 cm d'épaisseur séparées entre elles d'un vide de 10 cm, donc l'épaisseur du mur sera de 30 cm.

V. 15.8.1.2. Hauteur du bâtiment

Elle est calculée comme suit :

$$H_b = H_5 + H_6 + H_7 + H_8 + H_9 \dots \dots \dots (V.24)$$

Où :

$$H_5 = H_p + H_s + H_r \dots \dots \dots (V.25)$$

H_p : hauteur de la pompe $H_p = 900$ mm

H_s : hauteur du socle de 0,3 à 0,5 m, $H_s = 0,3$ m

H_r : hauteur de réserve $H_r = 0,5$ m ;

A.N : $H_5 = 0,9 + 0,3 + 0,5 \Rightarrow H_5 = 1,7$ m

H_6 : hauteur réservée à l'homme, $H_6 = 2,2$ m ;

H_7 : hauteur du chariot, $H_7 = 0,3$ m ;

H_8 : hauteur profilée, $H_8 = 0,8$ m ;

H_9 : hauteur de sécurité, $H_9 = 0,5$ m ;

A.N : $H_b = 1,7 + 2,2 + 0,3 + 0,8 + 0,5 \Rightarrow H_b = 5,5$ m

Conclusion :

Les hauteurs du bâtiment étant normalisées (3,6 ; 4,2 ; 4,8 ; 5,5 m) on prend comme hauteur du bâtiment $H_b = 5,5$ m.

Puisque le bâtiment de la station sera semi enterré et vu son plan d'architecture, on opte alors pour une hauteur du bâtiment de **5,5 m**.

15.8.1.3. Longueur du bâtiment

Elle est donnée en fonction des paramètres suivant :

$$L_b = n \cdot L + L_{int} + L_{pf} + L_r + L_p \dots \dots \dots (V.26)$$

n: nombre de pompes, $n = 3$ (tenant compte de la pompe de secours)

L : longueur de la pompe et celle du moteur, $L = L_{pe} + L_m$;

L_{pe} : longueur de la pompe, $L_{pe} = A + f$;

A.N: $L_{pe} = 1940 + 130 \Rightarrow L_{pe} = 2070$ mm ;

L_m : longueur du moteur,

$L_m = 1389$ mm

A.N : $L = 1389 + 2070 \Rightarrow L = 3459$ mm, soit: $L = 3.459$ m.

L_{int} : distance entre deux pompes voisines, $L_{int} = (0,8-1,2)$ m,

On prend : $L_{int} = 1$ m.

L_{pf} : longueur de la plate-forme de montage, $L_{pf} = 3$ m.

L_r : longueur de l'armoire électrique, $L_r = (2-3)$ m ;

On prend : $L_r = 2$ m.

L_p : longueur du bureau du personnel,

On prend : $L_p = 3$ m ;

A.N : $L_b = 3.459 \cdot 3 + 1 \cdot 2 + 2 + 3 \Rightarrow L_b = 17$ m.

Conclusion : La station de pompage aura une longueur de **17 m**.

V. 15.8.1.4. Largeur du bâtiment

Elle est donnée par la relation :

$$l_b = l_1 + l_2 + l_3 + l_4 + 2 \cdot s \dots \dots \dots (V.27)$$

s : épaisseur du mur, $s = 0,3$ m ;

l_1 : distance entre mur et premier organe de la pompe, $l_1 = 0,6$ m ;

l_2 : distance entre les tubulures, $l_2 = 1,2$ m ;

l_3 : longueur des accessoires d'aspiration,

$$l_3 + l_4 = l_p + l_{tr} + l_{tasp} + l_c \dots \dots \dots (V.28)$$

Où :

l_p : largeur de la pompe, $l_p = 2.070$ m ;

l_{tr} : largeur de la tubulure de refoulement, $l_{tr} = 2 \cdot D_a$

A.N : $l_{tr} = 2 \cdot 300 \Rightarrow l_{tr} = 0,60$ m ;

l_{tasp} : longueur de tubulure d'aspiration, $l_{tasp} = 0,60$ m ;

l_c : longueur du convergent, $l_c = 0.3$ m ;

A.N: $l_3 + l_4 = 2.070 + 0,6 + 0,6 + 0.3 \Rightarrow l_3 + l_4 = 2.8$ m

A.N: $l_b = 0,3 + 1.2 + 2.8 + 2 \cdot 0,3 + 4 \Rightarrow l_b = 8.9$ m

Conclusion : La station de pompage aura une largeur de **9 m**.

V. 15.8.1.5. Dimensions des portes

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

V. 15.8.1.6. Dimensionnement des fenêtres

Il faut avoir un éclairage de surface de (10-15) % de la surface de la station en plus de l'éclairage électrique.

$$\sum S_f = 0,125 * 14.5 * 5.7 \Rightarrow \sum S_f = \mathbf{10.33 \text{ m}^2}$$

Le nombre de fenêtres sera :

$$n = \frac{\sum S_f}{S_f} \dots\dots\dots(\text{V.29})$$

n : nombre de fenêtres ;
 S_f: surface d'une seule fenêtre, S_f = (2.2 * 1.4) ;

A.N :

$$n = \frac{10.33}{2.2 * 1.4} \Rightarrow \mathbf{n = 3 \text{ fenêtres}}$$

V. 15.8.1.7. Dimensionnement des marches d'escalier

- ✓ hauteur : **17 cm** ;
- ✓ largeur : **30 cm** ;
- ✓ longueur : **100 cm**
- ✓ pente : **1/1,75**.

Tableau 18 Récapitulation des dimensions du bâtiment de la station

Dimensions du bâtiment de la station (m)						
Longueur	Largeur	Hauteur	Epaisseur des murs	fenêtres	portes	
					secondaire	principale
17	9	5.5	0,3	2.2*1.4	2.2*1.2	4.2*3.2

V. 15.8.1.8. Dimensionnement du pont roulant

Un pont roulant est prévu dans notre station de pompage, il sera dimensionné par rapport au poids le plus lourd dans la station c'est à dire pompe + moteur majoré de 20 % c'est à dire :

$$m = 1.2 * P \text{ (pompe + moteur)}$$

Vu que la pompe PM 150/ 8 B et son moteur pèsent tous deux 2848 kg alors le pont roulant devra être dimensionné pour soulever 3418 k

V.16. Equipements auxiliaire

Pour le bon fonctionnement d'une station de pompage et pour assurer la sécurité du matériel et du personnel, un ensemble d'équipements doit être prévue de manière à ce que leur utilisation soit facile, rapide, et parfois automatique. On peut citer donc :

- 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.

V.16.1. Système de levage

Le pont roulant est un appareil de manutention permettant le levage et le transfert de charges lourdes. il sera dimensionné par rapport au poids le plus lourd dans la station c'est à dire pompe + moteur majoré de 20 % c'est à dire

$$m=1.2*P \text{ (pompe + moteur)}$$

Vu que la pompe PM 150/ 8 B et son moteur pèsent tous deux 2848 kg
alors le pont roulant devra être dimensionné pour soulever 3418kg

Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons cité le fondement de la conception d'une station de pompage ainsi que ses différents équipements qui vont permettre une gestion optimale. Suite à ce chapitre nous avons pu faire les constatations suivantes :

Pour le renforcement en eau potable de la ville Bir El Ater avec le champ captant de negrine

il nous faut une station de pompage et 4 autres de reprise :

- La station de pompage N°01 qui comprend une (02) Centrifuge multicellulaire pour hautes pressions à axe horizontal et une (01) autre de secours de même type.
- La station de reprise 02 qui se trouve à la cote 302 m comprend une (02) pompe multicellulaire à haute pression a axe horizontal et une autre de secours de même type.
- La station de reprise 03 qui se trouve à la cote 401 m comprend une (02) pompe multicellulaire à haute pression a axe horizontal et une autre de secours de même type.
- La station de reprise 04 qui se trouve à la cote 563 m comprend une (03) pompe multicellulaire à haute pression a axe horizontal et une autre de secours de même type.
- La station de reprise 05 qui se trouve à la cote 770 m comprend une (02) pompe multicellulaire à haute pression a axe horizontal et une autre de secours de même type.

Chapitre VI : Protection des conduites contre le coup de bélier

Introduction

Toute canalisation une fois mis en terre nécessitera une protection contre le phénomène transitoire qui s'avère être d'une brutalité sans pareil affectant les tuyaux et pouvant entraîner leur rupture.

Dans ce présent chapitre nous allons étudier les moyens propres à limiter les effets du coup de bélier sur les canalisations.

VI.1. Protection des conduites contre la corrosion :

VI.1.1. Corrosion externe :

Cette corrosion est caractérisée par une attaque du métal due à des phénomènes extérieurs en liaison, le plus souvent, soit avec la nature du sol, soit avec des installations électriques à courant continu situées au voisinage des réseaux d'alimentation en eau. Si ces phénomènes sont importants, il peut se produire une destruction rapide des canalisations par formation de cratères qui mènent à une perforation, ou à une attaque sous forme de couche de rouille croûteuse ou filandreuse, annonçant une diminution de l'épaisseur du métal.

Il y a donc lieu d'attacher une grande importance à ces problèmes, en ce qui concerne plus particulièrement la conduite en acier, lesquels, ordinairement, sont plus vulnérables que les conduites en fonte.

VI.1.2. Protection cathodique :

Dans le but de protéger contre la corrosion un réseau de canalisations en acier, il y a lieu d'effectuer, tout d'abord, une prospection préalable.

Même si la prospection préalable montre que des effets de pile ne sont pas à redouter et qu'en tout état de cause le revêtement de la conduite permet d'y pallier dans une certaine mesure, il ne faut pas oublier qu'un revêtement peut vieillir, ou se détériorer accidentellement. C'est alors que la conduite peut se corroder par électrolyse si des sorties de courant sont ainsi rendues possibles. Ainsi, la protection cathodique d'un réseau en acier est recommandée vivement. Cette appellation de protection cathodique provient du fait qu'en vue de protéger une conduite, il suffit de la transformer en zone d'entrée de courant puisque la corrosion n'existe qu'aux emplacements où le courant quitte la conduite.

VI.1.3. Corrosion interne des canalisations :

A côté du problème envisagé aux paragraphes précédents et ayant trait à la corrosion extérieure des canalisations, il faut ajouter celui-ci en se rapportant à la corrosion intérieure. Il arrive que les eaux fortement minéralisées provoquent, dans les canalisations, des dépôts se fixant sur les parois, surtout si la vitesse de l'eau est faible. Ces dépôts constituent alors autant de petites piles dans un milieu bon conducteur et il en résulte des attaques locales du métal et éventuellement, des perforations.

La présence de fer dans l'eau, même à des doses inférieures à 0,10 mg/l, peut, également, être la cause de perforation. En flocculant sous forme d'oxyde, il constitue des dépôts, donc des piles très actives. Il apparaît, sous chaque concrétion, une diminution rapide d'épaisseur du métal de la conduite.

VII.1. Protection des conduites contre le coup de bélier

Définition

Le coup de bélier est une onde de pression, positive ou négative, provoquée par une variation du régime hydraulique, et se propageant dans le milieu constitué par l'eau et par la conduite qui la contient. Cette onde est caractérisée par une vitesse de propagation ou célérité, Elle se réfléchit sur les obstacles, et en particulier sur les extrémités de la conduite.

VII.1.1. Les causes du coup de bélier

Le coup de bélier est un phénomène oscillatoire dont les causes sont les suivantes :

- L'ouverture ou la fermeture des vannes dans les conduites en charge à écoulement gravitaire.
- La mise en marche ou l'arrêt des pompes dans les conduites en charge par refoulement.
- Le remplissage ou la vidange d'un système d'AEP.
- Modification de la vitesse d'une pompe.
- Variation d'un plan d'eau.
- La disparition de l'alimentation électrique dans une station de pompage qui est la cause la plus répandue du coup de bélier.

VII.1.2 Les conséquences du coup de bélier

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

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

VII.1.3. Description des phénomènes physiques

Survient l'arrêt brusque où instantané quatre phases peuvent être envisagées :

Phase 01 : Une onde de dépression prend naissance au départ de la pompe et se propage jusqu'au réservoir à une vitesse ou célérité désignée par a .

Si la distance entre la pompe et le réservoir est : L le temps mis par cette onde pour

atteindre le réservoir est $\frac{L}{a}$. Au bout de ce temps la conduite est en dépression sur toute

la longueur.

Phase 02: Par suite de son élasticité la conduite reprend son diamètre primitif et cela de proche en proche. l'eau revient alors dans la conduite et au bout d'un nouveau temps $\frac{L}{a}$

c'est-à-dire à $\frac{2L}{a}$ depuis l'origine du phénomène toute l'eau est redescendue mais va se

trouver arrêtée par le clapet de la pompe qui entre temps s'est fermé.

Phase 03 : En raison de cet arrêt la première tranche en contact avec le clapet va se trouver comprimée entraînant une dilatation de la conduite. Au bout d'un nouveau temps $\frac{L}{a}$ c'est-à-dire à $\frac{3L}{a}$ depuis l'origine toute la conduite sera dilatée avec une eau sur pressée immobile.

Phase 04 : Grâce à l'élasticité de la conduite celle-ci agissant à la manière d'un ressort reprend de proche en proche à partir du réservoir et en allant vers la pompe, son diamètre primitif. Les tranches d'eau successives reprenant leurs dimensions premières au bout d'un nouveau temps L/a c'est-à-dire à $4 L/a$.

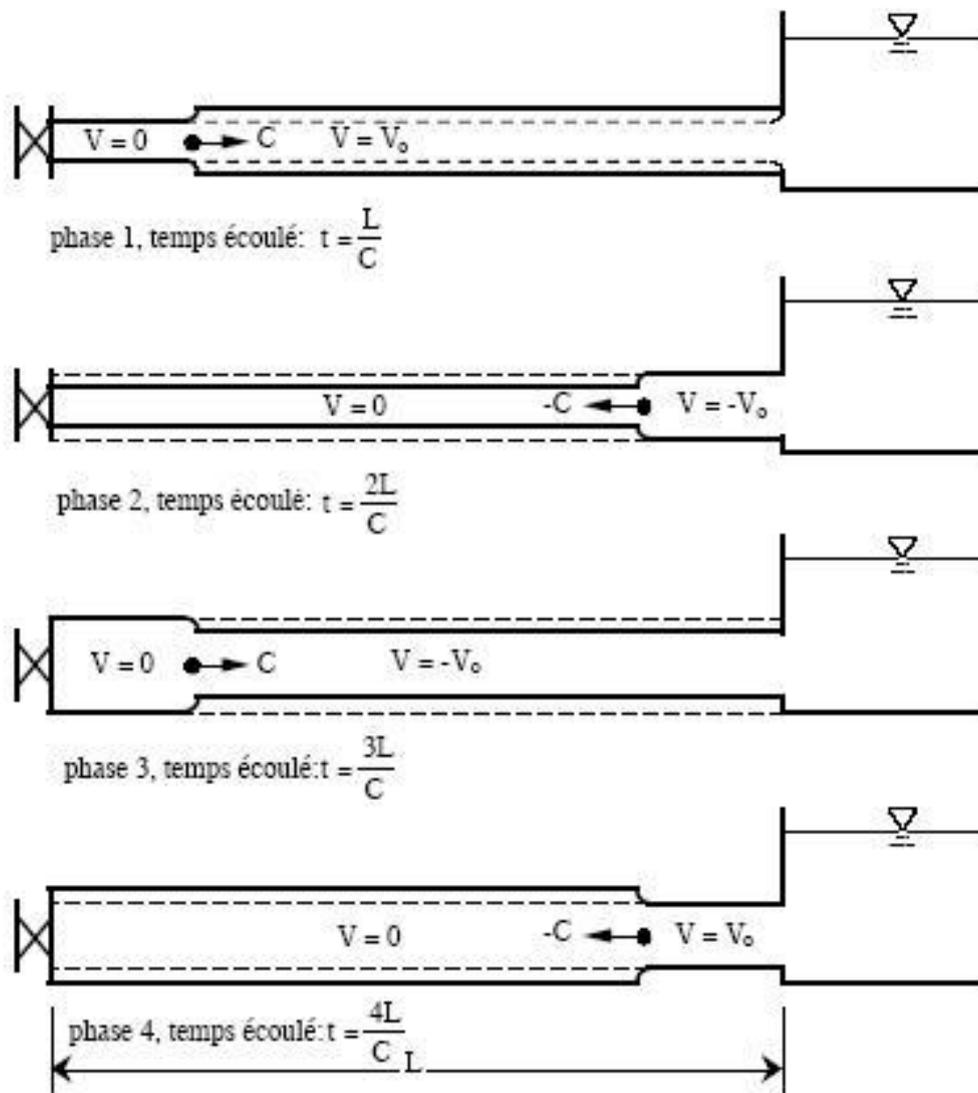


Figure 25 Schéma des quatre phases du coup de bélier

VII.1.4. Protection de la conduite gravitaire contre le coup de bélier

Pour la protection de la conduite gravitaire contre le phénomène du coup de bélier, la Seule protection consiste en l'étude de la loi de fermeture de la vanne sur cette conduite. Dans le chapitre IV intitulé l'étude des réservoirs, pour le dimensionnement du réservoir tampon on a choisi un robinet vanne à opercule a fermeture lente d'une durée de 0.75 h, ce qui nous emmené à traiter dans ce chapitre si ce temps est amplement suffisant pour la dissipation totale de l'onde du phénomène transitoire. La célérité de l'onde étant été calculée via la formule améliorée de Mr. B. SALAH

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

Avec :

- C : Célérité en [m/s]
- k : Coefficient de compressibilité de l'eau ; k = 2 ,07*10⁹pascal
- ρ : Masse volumique de l'eau ; ρ = 1000 kg / m³
- e_m : Epaisseur de la conduite (m)
- a : Rayon intérieur de la conduite (m)
- ν_m : Coefficient de poisson du matériau de la conduite ;ν_m=0,46(PEHD)
- ν_s : Coefficient de poisson du sol entourant la conduite ;ν_s=0,33
- E_m : Le module de Young du matériau de la conduite; E_m=3.10⁹Pascal
- E_s : Module de Yong du sol considéré E_s=2.10⁸ Pascal

Tableau 1 Les caractéristiques

Tronçon	D _{ext} (mm)	e (mm)	D _{int} (mm)	L (m)	Hg (m)	Vitesse (m/s)
Réservoir tompan 1 -SP3	630	70.5	489	16000	102	1.48
Réservoir tompan 2 - Rext	630	37.5	555	1960	13.5	1.15

Tableau 2 Calcul de célérité d'onde

Tronçon	K (Pa) (x10 ⁹)	f (Kg/m ³)	a (m)	ν _m	ν _s	E _s (Pa) (x10 ⁸)	E _m (Pa) (x10 ⁹)	e _m (m)	C (m/s)
Rt1-SP3	2,07	1000	0,245	0,31	0,33	2	3	0.0705	598
Rt2 - Rext	2,07	1000	0,277	0,31	0,33	2	3	0.0375	429

Et d'où la charge tenant compte du coup de bélier :

La surpression :

$$H_s = H_g + b \dots\dots\dots(VI.2)$$

•La dépression :

$$H_d = H_g - b \dots\dots\dots(VI.3)$$

Avec :

$$b = \frac{c \times v}{g} \dots\dots\dots(VI.4)$$

Tableau 3 Calcul de surpression et dépression

Tronçon	V ₀ (m/s)	b(m)	H _g	H _s	H _d
Rt1-SP3	1.48	90.22	102	192.22	11.78
Rt2-Rext	1.15	99.08	13.5	112.58	-85.58

Le temps de retour de l'onde de déformation est re git par la formule suivante :

$$Tr = \frac{2L}{c} \dots\dots\dots(VI.5)$$

tr : temps de retour de l'onde de déformation (s).

L : longueur de la conduite (m) ;

c : célérité d'onde (m/s) ;

Tableau 4 Calcul du temps de retour de l'onde de déformation.

Tronçon	L(m)	C (m/s)	tr(s)
Rt1-SP3	16000	598	53.5
Rt2-Rext	1960	429	9.14

On calcul les valeurs de la surpression pour des différents temps de fermeture de la vanne via la formule de MICHAUD :

$$B = \frac{2LV}{GT} \dots\dots\dots(VI.6)$$

L : la longueur de la conduite (m) ;

V₀ : Vitesse d'écoulement m /s ;

t : le temps de fermeture du robinet vanne.

On vérifie la valeur de la surpression pour une durée de fermeture du robinet vanne de 0,75 h et est ce qu'elle est suffisante pour amortir l'effet du coup de bélier.

Tableau 5 Calcul du suppression et dépression

Tronçon	L(m)	T	V_0 (m/s)	b(m)
Rt1-SP3	16000	2700	1.48	1.79
Rt2-Rext	1960	2700	1.15	0.17

Donc le robinet vanne choisi va remplir correctement son rôle pour la protection de la Conduite gravitaire

VII.1.5. Protection de la conduite de refoulement contre le coup de bélier

Il existe différents moyens de protection des installations contre le coup de bélier :

a) Réservoirs d'air :

C'est une capacité métallique contenant de l'eau et de l'air sous pression a une proportion bien déterminée, qui protège les installations aussi bien contre la suppression que contre la dépression, il assure la continuité de la veine liquide sans rupture même après disjonction du groupe on le dispose à la station de pompage immédiatement à l'aval du clapet.

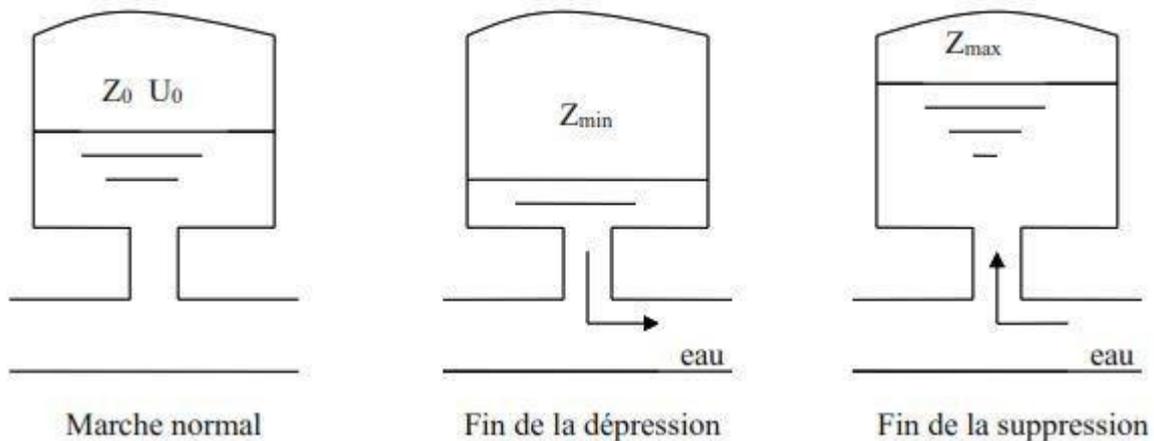


Figure VI. 26 : Variation du volume d'air du réservoir anti bélier en cours des phases de fonctionnement

VII.1.5.1. 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 :

a) Méthode de VIBERT

La méthode de VIBERT donne de bons résultats pour les petites installations et risque de donner des volumes de réservoirs d'air, important dans le cas de grandes installations.

b) Méthode de BERGERON

La méthode de BERGERON est la plus répandue, elle donne de bons résultats que ça soit pour les petites ou pour les grandes installations.

VII.1.5.1.1. Dimensionnement des réservoirs d'air [2]

La célérité de l'onde élastique c'est en fonction du fluide écoulé (ici de l'eau) et des caractéristiques de la conduite (diamètre et épaisseur) et du sol.

Dans le cas d'une conduite indéformable, c correspond à la vitesse de propagation du son dans l'eau. Mais lorsque l'on prend en compte la déformation de la conduite, cette vitesse de propagation diminue

Elle est donnée par la formule publiée par Mr B. SALAH su cité qui tient compte de l'effet du sol sur la conduite.

$$C = \frac{\sqrt{\frac{K}{\rho}}}{\sqrt{1 + \frac{K \cdot 2 \cdot a \cdot (1 - \nu_m)^2 \cdot (1 - \nu_s)}{(1 - \nu_m^2) \cdot a \cdot E_s + E_m \cdot e_m \cdot (1 - \nu_s)}}$$

1. La charge tenant compte du coup de bélier :

$$Z = Hg + \frac{C * V}{g} \dots\dots\dots(VI.7)$$

V₀: vitesse moyenne de refoulement en (m/s).

g: l'accélération de pesanteur.

2. La charge statique absolue :

$$Z_0 = Hg + 10 \dots\dots\dots(VI.8)$$

3. La charge maximale absolue :

$$Z_{max} = Z_0 + \frac{C * V}{g} \dots\dots\dots(VI.9)$$

$$\left. \begin{aligned}
 D'ou : \quad & \frac{Z_{max}}{Z_0} \\
 & \frac{V_0}{2} \\
 & h = \frac{V_0}{2 * g} \Rightarrow \frac{h_0}{Z_0}
 \end{aligned} \right\} \Rightarrow \text{Abaque de VIBERT} \Rightarrow \frac{U_0}{Z_0}; \frac{Z_{min}}{Z_0} \quad (\text{voir annexe VI})$$

$$U_0 * Z_0 = U_{max} * Z_{min} \Rightarrow U_{max} = \frac{U_0}{\frac{Z_{min}}{Z_0}} \dots\dots\dots(VI.10)$$

U_{max}: volume du réservoir d'air.

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

Tableau 6 Les caractéristiques des différents tronçons de l'adduction de refoulement

Tronçon	D _{ext} (mm)	D _{int} (mm)	S (m ²)	V (m/s)	L (m)	Hg (m)
SP1-SP2	508	493.6	0.19	1.45	7600	206
SP2-Rt1	508	493.6	0.19	1.45	4400	206
SP3-SP4	508	493.6	0.19	1.45	20842	162
SP4-SP5	508	493.6	0.19	1.45	14358	207
SP5-Rt2	508	493.6	0.19	1.45	9800	177

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

Tableau 7 Caractéristiques du sol et de matériau

K (Pa) (x10 ⁹)	P (Kg/m ³)	v _m	v _s	E _s (Pa) (x10 ⁸)	E _m (Pa) (x10 ¹¹)
2,07	1000	0,3	0,33	2	2

Tableau 8 Calcul de célérité d'onde des différents tronçons de l'adduction de refoulement

tronçon	a (m)	e _m (m)	C (m/s)
SP1-SP2	0.247	0.0072	1100.4
SP2-Rt1	0.247	0.0072	1100.4
SP3-SP4	0.247	0.0072	1100.4
SP4-SP5	0.247	0.0072	1100.4
SP5-Rt2	0.247	0.0072	1100.4

Tableau 9 Calcul de volume des différents réservoirs d'air de l'adduction de refoulement

N° de Station	Z0 (m)	V0 (m/s)	g (m/s²)	Zmax (m)	Zmax/Z0	h0 (m)	h0/Z0 (x10⁻⁴)	U0/L*S (x10⁻³)	Z_{min}/Z₀	U0 (m³)	Umax (m³)
SP1	216	1.45	9,81	384.2	1.77	0.037	1.71	8.7	0.85	12.8	15
SP2	216	1.45	9,81	384.2	1.77	0.037	1.71	8.5	0.85	7.3	9
SP3	172	1.45	9,81	334.59	1.94	0.038	2.21	7.4	0.83	31	39
SP4	217	1.45	9,81	379.6	1.74	0.038	1.75	9.3	0.87	26	31
SP5	187	1.45	9,81	349.6	1.86	0.038	2.03	7.8	0.84	20	26

Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons vu les différents moyens de protection contre le régime transitoire.

Pour notre projet, nous avons opté dans le cas d'une adduction en refoulement pour l'installation des réservoirs d'air comme moyen de protection contre le coup de bélier et ce juste à la sortie des stations de pompage SP1 et SP2 et SP3 et SP4, SP5 ayant des capacités respectives de 15, 9, 39, 31, 26 m³ d'air.

Dans le cas d'une adduction gravitaire, la protection des conduites contre le coup de bélier se fait par le calcul de la loi de manœuvre, les calculs nous donnent une durée de 0.75 h pour minimiser les effets du coup de bélier.

Chapitre VII

Gestion du Projet

Introduction

Dans Ce chapitre nous allons mettre en évidence les stratégies et les méthodes à suivre pour la bonne exécution de notre projet, allant du management de ce dernier jusqu'à la protection et sécurité du travail en passant par la pose de canalisation et l'organisation du chantier.

VII.1. Différents travaux à entreprendre

VII.1.1. Travaux concernant l'adduction

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

- Exécution des tranchées
- Pose du lit de sable
- Pose des conduites
- Epreuve de joint et de la canalisation
- Construction des regards
- Remblayage des tranchées
- Nivellement et compactage

VII.1.2. Travaux concernant les stations de pompage

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

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

VII.1.3. Travaux concernant les réservoirs

Les tâches constituant les travaux à faire pour la construction des deux réservoirs 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, de la dalle et de la chambre des manœuvres.
- Maçonnerie de la chambre des manœuvres.

VII.1.4. Choix des engins de terrassement [5]

Les engins que nous projetons d'utiliser sont des machines communes dans tous les chantiers de travaux publics. Ces machines réduisent considérablement le temps mis pour des opérations de terrassements. Les engins que nous allons utiliser sont :

- Une pelle hydraulique.
- Un bulldozer.
- Un chargeur.
- Un vibreur de sol pour le compactage des fouilles et des tranchées.

VII.2. Pose de canalisation [4]

Les conduites, sont dans la plupart des cas posées en tranchée à l'exclusion de certains cas où elles sont posées sur sol à condition d'être protégées. Le principe de pose de canalisation est pratiquement le même, par contre le mode de pose est variable d'un terrain à un autre dans l'optique de diminuer l'effet des différentes contraintes qui peuvent agir sur la conduite.

VII.2.1. Les actions reçues par les conduites

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

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

VII.2.2. Réalisation des fouilles

a) Tracé

Le tracé effectué doit être conforme à celui adopté lors de l'étude du projet. Le choix du matériau de construction est très important. En effet, le PEHD que nous avons choisie pour la réalisation de notre projet possède une résistance à toutes épreuves et s'adapte à la topographie de notre terrain.

b) Longueur de la tranchée

La longueur de la tranchée coïncide avec la longueur de la conduite d'adduction, à chaque fois qu'il y a un changement de diamètre les dimensions de la tranchée change aussi.

$$L_{\text{tranchée}} = L_{\text{adduction}}$$

c) Largeur de la tranchée

La largeur de la tranchée doit être au minimum de 0,60 m en vue de faciliter les travaux. Elle est tributaire du diamètre de la conduite, en laissant 0,25 m d'espace de part et d'autre de la conduite. Elle est calculée par :

$$B = D + 2 \times e \dots\dots\dots(VII.1)$$

- **B** : largeur de la tranchée (m).
- **D** : diamètre de la conduite (m).
- **e** : espacement = 25 cm

d) La profondeur de la tranchée

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

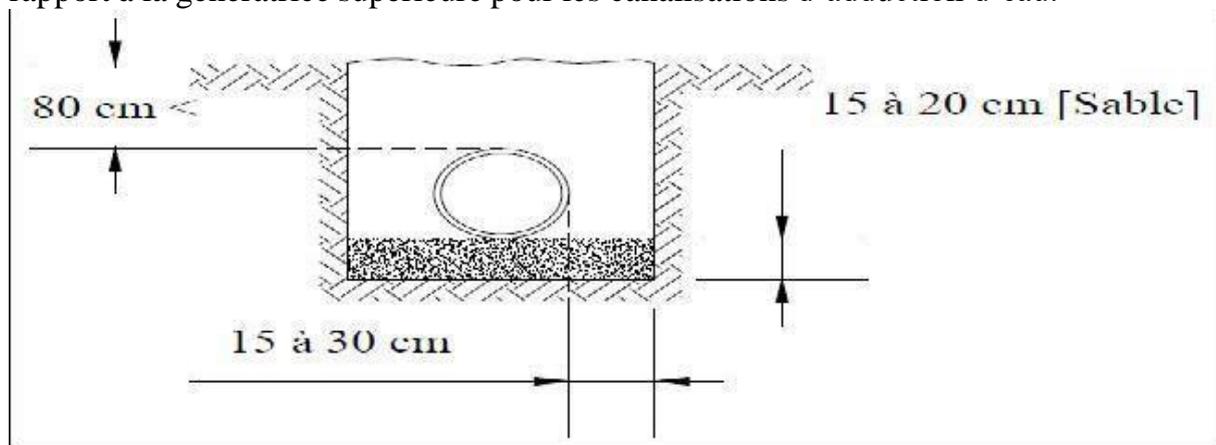


Figure 27 Profondeur de tranchée

e) Lit de pose

Un lit de pose d'une épaisseur comprise entre 10 et 20 cm doit couvrir le fond de la tranchée, ce dernier doit être nivelé soigneusement tout au long de la tranchée.

f) Aménagement du lit de pose

Avant la pose des conduites, nous procéderons aux opérations suivantes :

- Eliminer les grosses pierres des déblais placés sur les côtes de la tranchée de façon à éviter leurs chutes accidentelles sur la canalisation une fois posée.
- Nivelé soigneusement le fond de la fouille pour que la pression soit constante entre les points de changement de pentes prévues.

VII.2.3. La mise en tranchée

Avant la mise en place des conduites, ces dernières sont examinées en vue d'éliminer celles qui ont été altérées. Il faut néanmoins respecter ce qui suit :

- Une conduite doit être toujours posée avec une légère pente afin de créer des points bas pour la vidange, et des points hauts pour l'évacuation de l'air entraîné soit lors du remplissage de la conduite soit pendant le fonctionnement.
- Les canalisations doivent être placées dans la tranchée avec un plan adapté à leur poids.
- Chaque élément doit être posé avec précaution dans la tranchée et présenté dans l'axe de l'élément précédemment posé.

- Le lit des tranchées est nettoyé avant la mise en place de chaque canalisation.
- A chaque arrêt de travail, les extrémités des tuyaux non-visibles sont provisoirement obturées pour éviter l'introduction des corps étrangers.

VII.2.5. Epreuve des joints et canalisation principale

Pour plus de sécurité, l'essai de pression des conduites et des joints se fait avant le remblaiement, nous l'effectuerons à l'aide d'une pompe d'essai qui consiste en le remplissage de la conduite en eau sous une pression de 1,8 fois la pression de service à laquelle sera soumise la conduite en fonctionnement normal. Cette épreuve doit durer 30 minutes environ et où la variation ne doit pas excéder les 0.2 bar.

VII.2.6. Remblaiement des tranchées

Après la pose de canalisation proprement dite, nous procédons au remblaiement on utilisant la terre déjà déblayais après élimination des pierres grossières.

VII.2.7. Le compactage

Les objectifs de compactage à atteindre sont fonction de la densité OPN (densité à l'Optimum Proctor Normal). La distance minimale entre la canalisation et l'engin de compactage est de 25 cm. Le compactage est réalisé par couches de 15 cm au minimum.

VII.3. Pièces spéciales

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

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

Les accessoires utilisés sont :

VII.3.1. Robinets vannes

Ce sont des accessoires qui permettent d'isoler les tronçons de la conduite en cas de problème ils sont placés tout au long de la conduite sur une distance de 500m séparant deux robinets vanne successif. Ces dispositifs peuvent être soit :

a) Robinets-vanne à opercule

Ce sont des dispositifs de sectionnement qui doivent être ouverts ou fermés strictement. Ils sont plus encombrants que les vannes papillon. A compté d'un certain diamètre, il convient d'installer des by-pass pour équilibrer les pressions qui s'exercent des deux côtés de l'opercule lorsque la manœuvre se fait à partir de la position fermée.



Figure 28 Robinet vanne à opercule

b) Vanne papillon

Ce sont des dispositifs de sectionnement et de réglage de débit à la fois, c'est un élément de conduite traversé par un axe déporté entraînant, en rotation un disque obturateur appelé papillon



Figure 29 Robinets vanne papillon

Dans notre cas, nous prévoyons :

- L'installation d'un robinet vanne à opercule à :
 - Chaque 500m de la conduite de refoulement.
 - la conduite d'aspiration de chaque pompe.
 - Sur les conduites d'arrivées et de vidange des réservoirs.
- L'installation de robinets vanne papillon sur les conduites de départ du réservoir.

VII.3.2. Clapets anti retour

C'est un accessoire permettant l'écoulement du liquide dans un seul sens. il est placé à la sortie de chaque pompe.

VII.3.3. Ventouses

C'est un dispositif qui permet l'évacuation d'air dans une adduction, ces contentements d'air sont formés à la suite de points hauts et peuvent nuire la conduite et l'écoulement en lui-même en provoquant :

- Soit une diminution de la section d'écoulement.
- Un arrêt complet de l'écoulement en points hauts.
- Une diminution notable de la pression.
- Provoque un coup de bélier violent.

VII.3.4. By-pass

Le by-pass est utilisé pour :

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

VII.3.5. Crépines

Les crépines sont des cylindres perforés qui évitent l'entrée de particules solides dans le corps de la pompe.

VII.3.6. Joints de raccordement

Pour pouvoir réaliser l'assemblage de deux tuyaux ou d'une conduite avec un accessoire, nous devons utiliser des joints. Les joints les plus utilisés sont :

- Le joint Gibault.
- Le joint à brides.
- Le joint à emboîtement à soudure.

VII.3.7. Organes de mesure

a) Mesure de débit

Nous nous servons d'appareils qui servent à créer une contraction de la section d'écoulement qui entraîne une augmentation de la vitesse d'écoulement au droit de l'appareil se traduisant par une diminution de la pression. Les dispositifs les plus utilisés au niveau des installations sont :

- Le diaphragme ;
- Le venturi ;

b) Mesure de pression

Les appareils utilisés pour la mesure de pression sont :

- **Manomètres à aiguilles** : dans les manomètres à aiguille, le mouvement est transmis à l'aiguille, soit par un secteur denté soit par un levier soit par une membrane. L'avantage de cette transmission est la facilité d'étalonnage et son inconvénient réside dans l'usure rapide de la denture surtout si le manomètre subit des vibrations.
- **Manomètres à soufflet** : ce sont des manomètres dont l'organe actif est un élément élastique en forme de soufflet. Sous l'effet de la pression, le soufflet se déforme dans la direction axiale. Les manomètres à soufflet présentent l'avantage d'éliminer le danger du gel et leur inconvénient réside dans leur sensibilité aux vibrations et au surchauffage.

VII.3.8. Organes de raccordement

Les organes de raccordement sont :

a) Coude

Les coudes sont des organes qui permettent le changement de direction, dans la plus part des cas ils sont maintenus par des massifs de butées, ils peuvent être soit à deux emboîtement ou bien à emboîtements et à bout lisse.

b) Cônes

Les cônes sont utilisés pour relier deux conduites de diamètres différents notamment à la sortie des pompes, ils peuvent être :

- à deux emboîtements.
- à deux brides.
- à emboîtement et à bride.

c) Tés

Les tés sont utilisés lors du soutirage ou de l'ajout d'un débit complémentaire à une Canalisation, ils peuvent être :

- à trois emboîtements.
- à deux emboîtements et brides.

VII.4. Calcul des volumes des travaux de l'adduction

VII.4.1. Déblais d'excavation

Le volume des déblais est calculé en fonction des surfaces des coupes en travers Sachant que :

$$S_{exc} = b * h \dots \dots \dots (VII.2)$$

S_{exc} : surface des déblais de chaque coupe;

b : largeur de la tranchée;

h : profondeur de la tranchée ;

$$V_{exc} = S * L_{exc} \dots \dots \dots (VII.3)$$

V_{exc} : volume des déblais entre deux coupes consécutives ;

L : distance entre deux coupes consécutives.

VII.4.1.1. La profondeur de la tranchée

La profondeur de la tranchée dépend du diamètre de la conduite. Elle est donnée par la relation suivante :

$$H_{tr} = D + h + h_1 \dots \dots \dots (VII.4)$$

H_{tr} : profondeur de la tranchée (m).

D : diamètre de la conduite (m).

h : hauteur de la génératrice supérieur de la conduite à la surface du sol.

h_1 : épaisseur du lit de pose $h_1 = 0,15$ m.

VII.4.1.2. Largeur de la tranchée

La largeur de la tranchée sera calculée en fonction du diamètre de la conduite toute on laisse 30cm d'espace de chaque côté de la conduite.

$b = D + 0,5$ m.

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

VII.4.2. Lit de sable

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

$$V_s = b * e * L \dots \dots \dots (VII.5)$$

- V_s : volume du lit de sable (m³) ;
 e : épaisseur du lit de sable, $e = 15$ cm ;
 L : longueur de la tranchée (m).

VII.4.3. Remblais compactés

Le volume des remblais égale le volume des déblais réduit du volume occupé par la conduite et du volume du lit de sable :

$$V_{rem} = V_{exc} - V_s - V_c.$$

$$V_s = 0,15 * b * L.$$

$$V_c = S * L.$$

VII.4.4. Calcul du volume de terre à évacuer

Le volume de terre à évacuer est déterminé en fonction du volume de déblais et volume de remblai tel que :

$$V_{eva} = K_f * V_{exc} - V_{rem}.$$

K_f : coefficient de foisonnement du sol $K_f = 1,3$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau qui suit :

Tableau 1 Calcul des volumes pour l'adduction

Diamètre	Surface	Longueur	Htr	B	V_{exc}	V_{con}	V lit de sable	V_{rem}	V_{eva}
508	0.2	57000	1.46	1	83220	11400	8550	63270	25935
630	0.19	17960	1.35	1.1	24246	3412	2694	18140	7938

VII.5. Calcul du volume des travaux de la station de pompage**Tableau 2 récapitulation des dimensions du bâtiment de la station**

Dimensions du bâtiment de la station (m)							
Longueur	Largeur	Hauteur	Epaisseur des murs	fenêtres	portes		
					secondaire	principale	
17	9	5.5	0,3	2.2*1.4	2.2*1.2	4.2*3.2	

Poteaux : bxb = 40x40

Poutres : bxb = 40x40

VII.5.1. Volumes :**a. Décapage**

$$V_d = e \times l \times L = 0,15 \times 17 \times 9 = 22.95 \text{ m}^3$$

$$V_d = 22.95 \text{ m}^3$$

b. Excavation (Fouilles)

Pour une fouille $V = 1,5 \times 1,5 \times 1,5 = 3,375 \text{ m}^3$

Pour 15 fouilles ; $V_{exa} = 3,375 \times 15 = 50.6 \text{ m}^3$

$$V_{exa} = 50.6 \text{ m}^3$$

c. Béton de propreté

Une épaisseur de 10 cm dans chaque fouille

$$V_{bp} = 1,5 \times 1,5 \times 0,1 = 0,225 \text{ m}^3$$

Pour les 15 fouilles $V_{bp} = 15 \times 0,225 = 3,38 \text{ m}^3$.

$$V_{bp} = 3.38 \text{ m}^3$$

d. Béton armé**- Semelles**

$$V = 0,4 \times 1,5 \times 1,5 = 0,9 \text{ m}^3, V_s = 15 \times 0,9 = 13.5 \text{ m}^3$$

$$V_s = 13.5 \text{ m}^3$$

- Demi – poteaux

$$V = 0,4 \times 0,4 \times 1 = 0,16 \text{ m}^3$$

$$V = 0,16 \times 15$$

$$V_{dp} = 2,4 \text{ m}^3$$

- Poutre inférieure

$$V_{pinf} = (0,4 \times 0,4 \times 17 \times 3) + (0,4 \times 0,4 \times 9 \times 5) - (0,4 \times 0,4 \times 0,4 \times 15) = 14.4 \text{ m}^3$$

$$V_{pinf} = 14.4 \text{ m}^3$$

- Chape inférieure

La chape inférieure a une épaisseur de 7cm,

on aura : $V = (4.1 \times 3.85 \times 8) \times 0.07 = 8.8 \text{ m}^3$

$$V_{\text{cinf}} = 8.8 \text{ m}^3$$

- Poteaux

$V = 5.5 \times 0.4 \times 0.4 = 0.88 \text{ m}^3$; donc pour 15 poteaux

est : $V_p = 15 \times 0.88 = 13.2 \text{ m}^3$

$$V_p = 13.2 \text{ m}^3$$

- Chape supérieure

$V = (17 \times 9) \times 0.07 = 10.71 \text{ m}^3$

$$V_{\text{cs}} = 10.71 \text{ m}^3.$$

e. Remblai

Ce volume correspond à un volume d'un remblai bien compacté. Volume de remblais des fouilles :

$V_{\text{rf}} = 15 \times [(1.5 \times 1.5 \times 1.1) - (0.4 \times 0.4 \times 1.1)] = 34.5 \text{ m}^3$

$$V_{\text{rf}} = 34.5 \text{ m}^3$$

Volume de remblais des case:

$V_{\text{rc}} = (4.1 \times 3.85) \times 0.5 \times 8 = 63.14 \text{ m}^3$

$$V_{\text{rc}} = 63.14 \text{ m}^3$$

f. Maçonnerie

- Maçonnerie mur

On utilise le type de briques : Briques

(30x20x10) $S_i = 0,06 \text{ m}^2$

Surface du mur $S = 2 \times 5.5 \times (17+9) - (0.4 \times 5.5 \times 12) = 259.6 \text{ m}^2$

$N_b = 259.6 / 0,06 = 4327$ briques.

Nombre de brique qu'il faut commander est :

$N_b + 100 = 100 + 4327 = 4427$ briques

- Maçonnerie du niveau du demi-poteau a la poutre inférieure

$$S=0,9 \times 2 \times (17+9)=46.8 \text{ m}^2$$

$$\text{Nb}=46.8/0,06=780 \text{ briques.}$$

$$\text{Nb.tot}=4427+780=5207 \text{ briques}$$

Tableau 3 les travaux de la station de pompage.

N°	Désignation de travaux	Unité	Quantité
1	Décapage	m ³	22.95
2	Excavation	m ³	50.6
3	Remblai compacté	m ³	63.14
4	Béton de propreté	m ³	3.38
5	Béton Armé	m ³	52.3
6	Béton armé de la chape sup	m ³	10.71
7	Maçonneries	Unité	5207

Tableau 4 Devis des différents travaux de la station de pompage.

Travaux	Quantité (M ³ /unités)	Prix unitaire (DA)	Montant(DA)
Décapage	22.95	142	3259
Excavation	50.6	348	17609
Remblai compacté	63.14	400	25256
Béton de propreté	3.38	656	2217
Béton armé	52.3	32000	1673600
Béton armé de la chape sup	10.71	32000	342720
Maçonneries	5207	23	119761
			TOTAL : 2184422

Tableau 5 Devis des différents travaux de réservoir.

Travaux	Quantité (M³)	Prix unitaire (DA)	Montant(DA)
Décapage	18.8	142	2677
Excavation	397.4	348	138295
Béton de propreté	19.8	656	13035
Béton armé	94.93	32000	3037905
			TOTAL : 3191912

Alors :

Deux réservoir tampon 500 m³ : 6383824 DA

Les 5 stations de pompage : 10992110 DA

Prix de la Canalisation : 387451494.5 DA

Pose de Canalisation : 46431060 DA

TVA : 19%

Devis estimatif du projet 536997601.3 DA

VII.6. Planification des travaux

L'objectif de la planification est de s'assurer que tout le travail se fait :

- Dans un ordre correct (bonne succession des opérations du réseau).
- Sans retard.
- Aussi économique que possible.
- Avec la définition des tâches et leurs durées.

VII.6.1. Station de pompage

Les tâches de construction du bâtiment de la station de pompage et leurs durées sont mentionnées sur le tableau ci-dessous :

Tableau 6 Durée des travaux pour les stations de pompage

Opération	Durée
Décapage	1
Excavation	2
Coulage du béton de propreté.	2
Coulage du béton pour les semelles.	2
Coulage du béton pour les demi-poteaux.	2
Remblayage et compactage des fouilles.	2
Construction des murés	2
Coulage béton longrines inférieures.	3
Remblayage et compactage des casiers.	2
Coulage de la chape inférieure.	3
Coulage béton poteaux et des voiles de la salle de machines.	4
Coulage du béton pour longrines supérieures et de la dalle.	4
Maçonnerie et finition générale.	5
Embellissement (trottoirs, bitumage et verdure) évacuation des débris et nettoyage	7

VII.6.2. Adduction

Les tâches de réalisation de l'adduction et leurs durées sont mentionnées dans le tableau ci-dessous :

Tableau 7 Durée des travaux pour l'adduction

Opération	Durée
Décapage de la couche végétal	16
Exécution des tranchées et des fouilles	46
Aménagement du lit de pose	34
La mise en place des canalisations en tranchée	50
Assemblage des tuyaux	20
Faire les essais d'étanchéité pour les conduites et les joints	15
Remblai des tranchées	20
Travaux de finition	10

VII.6.3. Réservoirs

Les tâches concernant la réalisation d'un réservoir et leurs durées sont mentionnées dans le tableau.

Tableau 8 Durée des travaux pour le réservoir

Opération	Durée (jour)
Excavation	3
Pose du tout venant	1
Coulage du béton de propreté.	1
Coulage du béton armé du radier et de la chape de la chambre de manœuvre.	5
Coulage béton armé du voile du réservoir et de la chambre	5
Coulage du béton armé de la ceinture supérieure du réservoir et des poteaux de la chambre de manœuvre	5
Coulage du béton armé de la coupole et de la dalle de la chambre de manœuvre	5
Remblayage et compactage.	2
Maçonnerie et finition générale.	5
Evacuation des débris et nettoyage	1

Opération	1 ^{er} mois	2 ^e mois	3 ^e mois
Décapage			
Excavation			
Coulage du béton de propreté.			
Coulage du béton pour les semelles.			
Coulage du béton pour les demi-poteaux.			
Remblayage et compactage des fouilles.			
Construction des murés			
Coulage béton longrines inférieures.			
Remblayage et compactage des casiers.			
Coulage de la chape inférieure.			
Coulage béton poteaux et des voiles de la salle de machines.			
Coulage du béton pour longrines Maçonnerie et finition générale.			
Embellissement et nettoyage			

Figure 30 Diagramme de GANTT des stations de pompage

Opération	1 ^{er} mois	2 ^e mois	3 ^e mois	4 ^e mois
Décapage de la couche végétal				
Exécution des tranchées et des fouilles				
Aménagement du lit de pose				
La mise en place des canalisations				
Assemblage des tuyaux				
Faire les essais d'étanchéité				
Remblai des tranchées				
Travaux de finition				

Figure 31 Diagramme de GANTT de l'adduction

Opération	1 ^{er} mois	2 ^e mois
Excavation		
Pose du tout venant		
Coulage du béton de propreté.		
Coulage du béton armé du radier		
Coulage béton armé du voile du réservoir		
Coulage du béton armé de la ceinture		
Coulage du béton armé de la coupole		
Remblayage et compactage		
Maçonnerie et finition générale.		
Embellissement et nettoyage		

Figure 32 Diagramme de GANTT de réservoir

La durée totale du projet s'élève à approximativement 258 jours soit 8 mois et 18 jours si aucun retard dû aux intempéries ou à un quelconque accident ne sera signalé.

V.7. Protection et sécurité du travail

VII.7.1. 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.7.1.1. 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
- Erreurs de jugement ou de raisonnement.
- Importance durant les différentes phases de réalisation.
- Suivre un rythme de travail inadapté.

VII.7.1.2. 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.7.2. 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. [4]

VII.7.3. Liste des actions dangereuses

- Intervenir sans précaution sur des machines en mouvement.
- Intervenir sans précaution sur des installations sous pression, sous tension.
- Agir sans prévenir ou sans autorisation.
- Neutraliser les dispositifs de sécurités.
- 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. [4]

VII.7.4. Mesures préventives pour éviter les causes des accidents

VII.7.4.1. Protection individuelle

Pour mieux protéger contre les dangers pendant l'exercice de certaines professions, il est indispensable d'utiliser les dispositifs de protection individuelle (casques, gans, chaussures, lunette protectrice etc.) [4]

VII.7.4.2. Autre protection

- 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.

VIII.7.4.3. Engin de levage

La grue, pipe layer et autres engins par leurs précisions et possibilité de manutention variés, constituent la pose de travail où la sécurité n'admet pas la moindre négligence, alors le technicien responsable veillera à :

- Affecter des personnes qui comptent.
- Procéder aux vérifications périodiques des engins selon la notice du constructeur.
- Délimiter une zone de sécurité autour des engins de levage et en particulier à éviter tout stationnement sous une charge levée.

VIII.7.4.4. Appareillage électrique

Pour éviter les risques des appareils électriques, il faut absolument proscrire le bricolage car une ligne ou une installation électrique doit être placée que par des électriciens qualifiés.

Conclusion

On a conclu à partir de ce travail que l'organisation de chantier est nécessaire avant le commencement de nos travaux car elle nous définit :

- les volumes des travaux nécessaires pour élaborer le chantier.
- devis du projet 536997601.3 DA
- La durée du projet qui est de 258 jours.
- Les engins à utiliser qui sont principalement l'angledozer, pelle, rouleau liss

Conclusion générale

Conclusion Générale

Ce mémoire de fin d'études a été dédié à l'étude d'adduction pour le renforcement en eau potable la ville de Bir El Ater à partir de champ captant de negrine, Tous les aspects nécessaires à la réalisation d'un tel projet ainsi que son aspect environnemental ont été abordés.

L'étude a été faite compte tenu du besoin et du caractère indispensable de l'eau dans cette région, et pour un horizon de 30 ans. Pour répondre à l'objection de cette étude qui est l'élaboration d'un système d'adduction en vue d'acheminer l'eau pour cette zone il a fallu :

- Faire la présentation de la zone d'étude et une estimation des besoins en eau qui ont permis de déterminer le débit à satisfaire qui est de 22093 m³/j
 - Dimensionner deux réservoirs tampon 500m³ afin d'assurer la continuité d'écoulement.
 - Projeter des conduites en Acier de diamètres 508 pour les tronçons SP1-SP2 et SP2-RT1, SP3-SP4, SP4-SP5, SP5-RT2, un diamètre en PEHD de 630mm pour le tronçon RT1-SP3 et RT2-REX.
 - Implanter deux stations de pompage ainsi que trois autre de reprise et protéger l'adduction du coup de bélier en projetant 5 réservoirs d'air à la sortie des stations pour résister aux fortes surpressions et dépressions.
 - Calculer les volumes des travaux et leurs coûts financiers. Et déterminer le devis estimatif (536997601.3 DA) et la durée du projet 258 jours (8 mois)
- Au terme de ce modeste travail, il est à retenir que la bonne gestion du système d'adduction est tout aussi importante que le dimensionnement proprement dit, et ce, dans l'optique d'assurer la longévité et la pérennité du système d'adduction et ses composantes.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

Logiciels

[1] Google earth pro

Ouvrages généraux

[2] **MONOGRAPHIE** de LA wilaya de Tébessa 2016

[3] **DOCUMENT DE PNE** : « taux d'accroissement et estimation des besoins en Algérie ».

[4] **BONVIN, J.** : « Hydraulique Urbaine ». Tome I, 2005.

[5] **A. LENCASTRE** Paris 1983 « Hydraulique générale ».

[6] **A.G.H.T.M** Paris 1982 « les stations de pompage »,

[7] **B. SALAH** « polycopie d'Alimentation en Eau Potable »,

Catalogues

[8] **CAPRARI** « pompes multicellulaires à haute pression ».

[9] **SPA MAGHREB TUBES** « les conduits d'acier pour AEP ».

Annexes

Tableau : Répartition des débits horaires en fonction du nombre d'habitants

Heures (h)	Nombre d'habitants				
	Moins de 10000	10001 à 50000	50001 à 100000	Plus de 100000	Agglomération de type rurale
0-1	1.00	1.5	03	3.35	0.75
1-2	1.00	1.5	3.2	3.25	0.75
2-3	1.00	1.5	2.5	3.3	01
3-4	1.00	1.5	2.6	3.2	01
4-5	2.00	2.5	3.5	3.25	03
5-6	3.00	3.5	4.1	3.4	5.5
6-7	5.00	4.5	4.5	3.85	5.5
7-8	6.50	5.5	4.9	4.45	5.5
8-9	6.50	6.25	4.9	5.2	3.5
9-10	5.50	6.25	4.6	5.05	3.5
10-11	4.50	6.25	4.8	4.85	06
11-12	5.50	6.25	4.7	4.6	8.5
12-13	7.00	5.00	4.4	4.6	8.5
13-14	7.00	5.00	4.1	4.55	06
14-15	5.50	5.50	4.2	4.75	05
15-16	4.50	6.00	4.4	4.7	05
16-17	5.00	6.00	4.3	4.65	3.5
17-18	6.50	5.50	4.1	4.35	3.5
18-19	6.50	5.00	4.5	4.4	06
19-20	5.00	4.50	4.5	4.3	06
20-21	4.50	4.00	4.5	4.3	06
21-22	3.00	3.00	4.8	3.75	03
22-23	2.00	2.00	4.6	3.75	02
23-24	1,00	1.50	3.3	3.7	01

Source (ouvrage d'AEP D'ABRAMOV)

ABAQUE

DE M. VIBERT

POUR LE CALCUL SIMPLIFIÉ
DES RÉSERVOIRS D'AIR

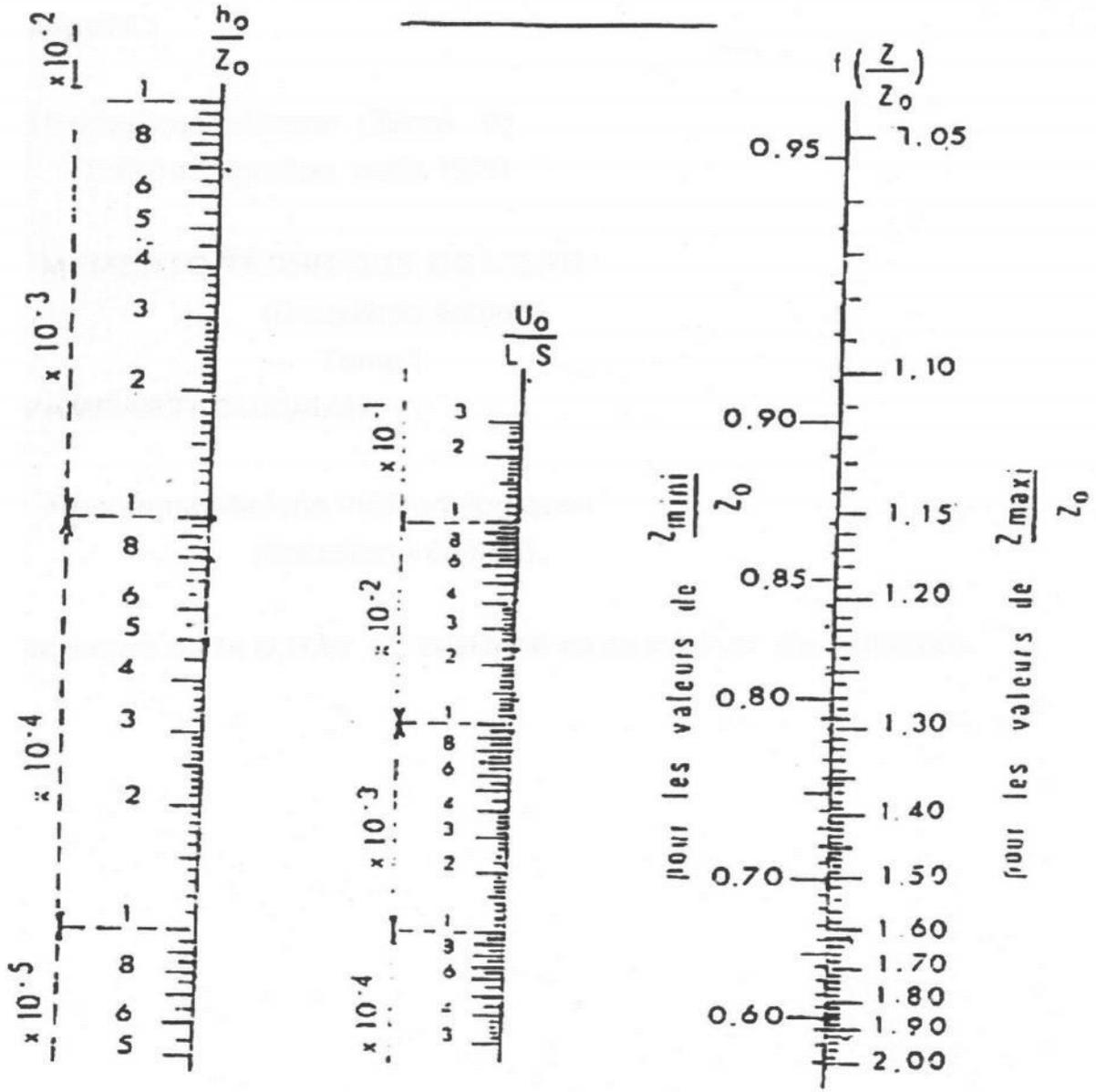


PLANCHE XXVII

PRESSIONS NOMINALES PN (BAR)	DIAMÈTRES EXTÉRIEURS (mm)	LINÉAIRE (ML)	ÉPAISSEURS (mm)	PRIX DE VENTE DA/HT/ML
PN 40	914	2 410	8 ou 10,3	20 000 – 24 000
	711	3 000		17 500 – 20 000
	660	5 000		16 000 – 17 500
	508	4 900		14 000 – 16 000
PN 25	711	2 100	7,2	17 000
	660	3 000		16 000
	610	1 520		15 000
	508	3 700		13 000
	406	1 590		11 500
	308	10 150		9 000
PN 16	610	2 000	7,2	15 000
	556	6 620		14 000
	508	3 210		13 000
	406	1 230		11 500
PN 10	610	960	7,2	15 000
	308	2 830		9 000

Nous restons à votre entière disposition pour plus d'informations.

Veillez agréer, notre parfaite considération.

براهيمي أعمر
مدير المبيعات



ALTUMET
anabib

EVOLUTION DOTATIONS UNITAIRES DOMESTIQUES (en l/j/hab)	HYPOTHESE TENDANCIELLE				
	Gestion par l'offre		Gestion par la demande		
HORIZON	2010	2015	2020	2025	2030
Métropoles à statut particulier de délégation (SPE)	100	105	110	115	120
Métropoles	90	95	100	110	120
Urbain supérieur	85	85	90	100	110
Urbain	80	85	90	100	110
Semi urbain	80	80	85	90	100
Semi rural	75	80	85	90	100
Rural aggloméré	70	75	80	85	90
DOTATION MOYENNE PONDEREE de la population agglomérée	82	85	90	98	107
Eparse	60	60	60	60	60