

Higher National School of Hydraulic

The Library

Digital Repository of ENSH



المدرسة الوطنية العليا للري

المكتبة

المستودع الرقمي للمدرسة العليا للري



The title (العنوان):

Adduction du centre urbain MALAAB à partir des réservoirs (2x 3000 m3) (w.Tissemsilt) .

The paper document Shelf mark (الشفرة) : 1-0017-17

APA Citation (APA توثيق):

Selmane,Taki Eddine (2017). Adduction du centre urbain MALAAB à partir des réservoirs (2x 3000 m3) (w.Tissemsilt)[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Digital Repository of ENSH aims to limit scientific production, whether published or unpublished (theses, pedagogical publications, periodical articles, books...)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 بيداغوجية، مقالات الدوريات، كتب....) و بثه على الخط.

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

كل الحقوق محفوظة للمدرسة الوطنية العليا للري.

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE -ARBAOUI Abdellah-

DEPARTEMENT D'HYDRAULIQUE URBAINE

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option : AEP

THEME DU PROJET :

**Adduction du centre urbain MALAAB à partir des réservoirs
(2x 3000 m³) W.Tissemsilt**

PRESENTE PAR :

M^r SELMANE Taki Eddine

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
M ^{me} H.MEDDI	M.C.A.	Président
M ^r Y.DERNOUNI	M.A.A.	Membre
M ^r A.HACHIMI	M.C.B.	Membre
M ^{me} C.SALHI	M.A.A.	Membre
M ^{me} F.DERNOUNI	M. A.A.	Promotrice

Septembre 2017

Remerciment

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

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

Mes chers parents, mes frères et mes sœurs pour les encouragements qu'ils m'ont manifestés tout au long de mon parcours.

Ma promotrice Mme F.DERNOUNI pour son encadrement et ses orientations judicieuses qui m'ont été infiniment utiles.

Mes remerciements vont également à :

Mr A.AMMARI , Mme O.MOKRANE , Mme L.KADI , Mr B. SALAH

J'adresse également mes sincères remerciements à :

Mme. H. MEDDI qui m'a fait l'honneur de présider mon jury.

Aux membres de jury :

- Mme C.SALHI

-Mr DERNOUNI.Y.

- Mr HACHEMI.A

qui me font l'honneur d'apprécier et de juger ce travail.

SELMANE Takj Eddine

Dédicace

Je dédie ce modeste travail en signe de respect et de reconnaissance à Ma mère et Mon père pour tous leurs sacrifices et leur soutien moral et matériel dont ils ont fait preuve pour que je réussisse.

Et également à Mes frères, Mes sœurs ; Mes amies En un mot, à toute ma famille, mes amis sans exception et à tous ceux qui me sont chers.

SELMANE Takj Eddine

يهدف هذا المشروع لتزويد بلدية الملعب بالمياه الصالحة للشرب انطلاقا من خزان (2 x 3000³) .
بولاية تسمسيلات حيث تعرف هذه . حاليا نقصا في المياه الصالحة للشرب وهذا النقص راجع الى قلة الموارد الطبيعية وتطور الحياة المعيشية.
يدخل عذا المشروع في نطاق المشاريع المبرمجة من طرف الدولة الجزائرية للحفاظ على الثروة المائية، هذه الدراسة تتطرق الى تحديد أبعاد الأنابيب، حجم الخزانات، محطات الضخ، ووضع وسيلة لحماية أنابيب الدفع خاصة من ظاهرة انتقالية تدعى المطرقة المائية، و تحديد طريقة انجاز المشروع مع تبيين مختلف الإمكانيات المسخرة لإنهائه.

Résumé

Notre projet a pour but l'alimentation en eau potable de la commune d'EL MELAAB à partir d'un réservoir dont la capacité (2x3000) m³ (Wilaya de TISSEMSILT). 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

The purpose of our project is to supply the community of EL MELAAB with drinking water from a water tank of (2x3000) m³ capacity (Wilaya of TISSEMSILT). This area suffers from a lack of drinking water due to the important demographic explosion as well as to the development of the living standards.

This project comes within the framework of major projects initiated by the Algerian state in order to protect the water resources, this study consists on dimensioning the adduction system (including the storage tanks, and the pumping station), protect our conduits against the water hammer and implement an action plan for the execution of the project.

SOMMAIRE

Introduction générale.....	1
Chapitre I : Présentation de la zone d'étude	
Introduction	2
I.1.Situation géographique de la zone d'étude	2
I.2.Situation topographique	3
I.3.Situation climatologique.....	3
I.3.1. Climatologie	3
I.3.2. Températures.....	3
I.3.3. Humidité	4
I.3.4. Pluviométrie	4
I.3.5. Vents	4
I.3.6. Couverture végétale	4
I.4. Géologie.....	5
I.5.Sismicité.....	5
I.6.Situation démographique	6
I.7. Situation hydraulique	6
I.7.1. Sources souterraines	6
I.7.2. Ouvrages de stockages	6
Conclusion	6
Chapitre II : Estimation des besoins en eau	
Introduction.....	7
II.1. Evolution de la population à l'horizon d'étude.....	7
II.2. Catégories des besoins	8
II.3. Estimation des besoins.....	8
II.3.1.Choix de la norme unitaire de la consommation	8
II.3.2.Détermination de la consommation moyenne journalière.....	8
II.4.Calcul des besoins en eau pour chaque groupe de consommation.....	9

II.4.1.Agglomération.....	9
II.4.1.1.Besoins domestiques.....	9
II.4.1.2.Besoins scolaires	9
II.4.1.3.Besoins sanitaire.....	9
II.4.1.4.Besoins socioculturels.....	9
II.4.1.5.Besoins commerciaux.....	10
II.4.1.6.Besoins administratif.....	10
II.4.2. Fuites et gaspillage.....	10
II.5. consommation en eau moyenne moyenne.....	10
II.6.Variation de la consommation.....	11
II.7.Etude de la variation des débits journaliers.....	11
II.8.Etude de la variation des débits horaires	12
II.8.1.Consommation maximale et minimale horaire.....	12
II.9.Récapitulation des débits horaire.....	15
Conclusion.....	15

Chapitre III: Etude de l'adduction

Introduction.....	16
III.1.Types d'adduction.....	16
III.1.1.Adduction gravitaire	16
III.1.2.Adduction par refoulement	16
III.1.3.Adduction mixte.....	16
III.2. Types d'écoulement dans les conduites d'adduction	16
III.2.1 Ecoulement à surface libre	16
III.2.2 Ecoulement en charge	17
III.3.Choix du tracé	17
III.4.Choix des matériaux de canalisation.....	18
III.4.1.Fonte.....	18
III.4.2.Acier.....	18
III.4.3.PRV (Polyester Renforcé de fibre de Verre)	18

III.4.4.PVC (Polychlorure de vinyle) et PEHD (polyéthylène).....	19
III.5.Calcul hydraulique.....	20
III.5.1.cas gravitaire	20
III.5.2. cas refoulement	21
III.5.2.1.Calcul des pertes de charge	23
III.5.2.1.1.pertes de charge linéaires	23
III.5.2.1.2. pertes de charge singulières	23
III.5.2.1.3. pertes de charge totales.....	24
III.5.2.2.Calcul de la hauteur manométrique totale	24
III.5.2.3.Puissance absorbée par la pompe	24
III.5.2.4.Energie consommée par la pompe	24
III.5.2.5. Dépense annuelle de l'énergie	24
III.6. Propoition des variantes	25
III.6.1. 1. Première variante	27
III.6.1. 1. 1. Réservoir (2 x 3000) vers la station de pompage n°01.....	27
III.6.1. 1. 2. Station de reprise n°01 vers la station de reprise n°02.....	28
III.6.1. 1. 3. Station de reprise n°02 vers le réservoir tampon	30
III.6.1. 1. 4. Réservoir tampon vers réservoir existant.....	33
III.6.1. 2. La deuxième variante	35
III.6.1. 2. 1. De station de pompage n°01 vers la station de pompage n°02.....	35
III.6.1. 2. 2. De station de pompage n°02 vers la station de pompage n°03.....	36
III.6.1. 2. 3. Station de reprise n°03 vers le réservoir tampon.....	38
III.6.2. Comparaison entre les variantes retenues.....	41
Conclusion.....	41

Chapitre IV: Les réservoirs

Introduction.....	42
IV.1. Le rôle des réservoirs	42
IV.2. Emplacement du réservoir	42
IV.3.Classification des réservoirs.....	43
IV.4.Choix du réservoir.....	43

IV.5.Equipements du réservoir.....	44
IV.5.1.Conduite d'arriée ou d'alimentation.....	44
IV.5.2.Conduite de départ ou de distribution.....	45
IV.5.3.Conduite de trop-plein.....	46
IV.5.4.Conduite de vidange.....	46
IV.5.5.Conduite by-pass.....	46
IV.5.6.Matérialisation de la réserve d'incendie.....	47
IV.6. Traversée des conduites dans les parois du réservoir	48
IV.7. Détermination du volume des réservoirs d'alimentation.....	49
IV.7.1. La méthode analytique.....	49
IV.7.2. Méthode graphique	49
IV.8. Dimensionnement du réservoir	50
IV.8.1. Réservoir de stockage	50
IV.8.2. Dimensionnement du réservoir tampon	51
IV.8.2.1. Détermination analytique du volume du réservoir tampon	51
IV.8.2.2. Forme des réservoirs tampons	52
IV.8.3. Dimensionnement de la bache de reprises de la station de pompage(SP)	53
IV.8.3.1. Bache de la station de pompage (SP1)	53
IV.9. Hygiène et sécurité des réservoirs.....	54
Conclusion.....	54

Chapitre V: Etude du pompage

Introduction	55
V.1. Définition	55
V.2. Type de pompe	55
V.2.1. Les pompes centrifuges	56
V.3. Disposition et installation d'une pompe centrifuge	56
V.4. Choix du type de la pompe	56
V.5. Choix du nombre de pompe	57
V.6. Choix de l'emplacement de la station de pompage	58
V.7. Couplage des pompes.....	59
V.8. Courbes caractéristiques des pompes	59

V.9. Courbe caractéristique d'une conduite de refoulement	59
V.10. Point de fonctionnement des pompes.....	60
V.11. Modes de réglage.....	60
V.12. Cavitation	62
V.13. Calage des pompes Centrifuges	63
V.14. Moteur d'entraînement	64
V.15. Application à l'adduction de la ville d'EL MELAAB.....	65
V.15.1. Pour la station SP1	65
V.15.2. Pour la station SP2	71
V.15.3. Pour la station SP3	76
V.15.4. Equipements en amont	82
V.15.4. Equipements en aval.....	82
V. 15.6. Génie civil de la station de pompage	83
V.16. Equipements auxiliaires	86
Conclusion.....	87

Chapitre VI : Protection de l'adduction contre le coup de bélier

Introduction	88
VI.1. Protection des conduites contre le coup de bélier	88
VI.1.1. Cause du coup de bélier	88
VI.1.2. Les conséquences du coup de bélier	88
VI.1.3. Description des phénomènes physiques	89
VI.1.4. Protection de la conduite gravitaire contre le coup de bélier.....	90
VI.1.5. Protection de la conduite de refoulement contre le coup de bélier.....	93
VI.1.5.1 Calcul des réservoirs d'air	95
VI.1.5.1.1. Dimensionnement des réservoirs d'air	95
Conclusion	97

Chapitre VII : Organisation de chantier

Introduction	98
VII.1. Différents travaux à entreprendre.....	98
VII.1.1. Travaux concernant l'adduction.....	98
VII.1.2. Travaux concernant les stations de pompage.....	98
VII.1.3. Travaux concernant les réservoirs.....	98
VII.1.4. Choix des engins de terrassement.....	99
VII.2. Pose de canalisation	99
VII.3. Pièces spéciales	101
VII.4. Calcul des volumes des travaux de l'adduction.....	104
VII.4.1. Déblais d'excavation.....	104
VII.4.1.1. La profondeur de la tranchée.....	104
VII.4.1.2. Largueur de la tranchée.....	104
VII.4.2. Lit de sable.....	105
VII.4.3. Remblais compacté.....	105
VII.4.4. Volume de la terre à évacuer	105
VII.5. Calcul du volume des travaux de la station de pompage.....	105
VII.5.1. volumes.....	106
VII.6. Planification des travaux	109
VII.7. Protection et sécurité du travail.....	112
VII.7.1. Causes des accidents de travail dans un chantier hydraulique.....	112
VII.7.1.1. Facteurs humains	112
VII.7.1.2. Facteurs matériels	113
VII.7.2. Liste des conditions dangereuses	113
VII.7.3. Liste des actions dangereuses	113
VII.7.4. Mesures préventives pour éviter les causes des accidents	114
VII.7.4.1. Protection individuelle	114
VII.7.4.2. Autre protections	114
VII.7.4.3. Protection collective	114
VIII.7.4.3.1. Équipement de mise en œuvre du béton	114
VIII.7.4.3.2. Engin de levage	115
VIII.7.4.3.3. Appareillage électrique	115
Conclusion.....	115
Conclusion générale	116
Bibliographie	
Annexes	

LISTE DES TABLEAUX

Chapitre I: Présentation de la zone d'étude

Tableau I.1: Températures moyennes (1996 – 2010)	3
Tableau I.2 : précipitations moyennes (1996 – 2010)	3

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 scolaires	8
Tableau II.4. Détermination des besoins sanitaires	8
Tableau II.5. Détermination des besoins socioculturels	9
Tableau II.6. Détermination des besoins commerciaux	9
Tableau II.7. Détermination des besoins administratif	9
Tableau II.8. Récapitulation de la consommation en eau moyenne totale	10
Tableau II.9. Les besoins en eau maximale et minimale journalière de la ville	11
Tableau II.10 : Répartition horaire du débit maximum journalier	12
Tableau II.11. Variation de débit horaire dans la ville d'EL MELAAB	13
Tableau II.12. Calcul des consommations maximale et minimale	14

Chapitre III: Etude de l'adduction

Tableau III.1. Coefficients K' , m , β pour différents types du tuyau.....	20
Tableau III.2 : Variation journalière des tarifs de l'énergie	23
Tableau III.3. caractéristiques de tronçon (Res- SP1).....	27
Tableau III.4. Calcul HMT du tronçon (SP1- SP2)	27
Tableau III.5. Frais d'investissement tronçon (SP1- SP2).....	28
Tableau III.6. Frais d'exploitation tronçon (SP1- SP2)	28
Tableau III.7. Bilan de tronçon (SP1- SP2)	28
Tableau III.8. Calcul HMT du tronçon (SP2- Rt (1051 m NGA))	29
Tableau III.9. Frais d'investissement (SP2- Rt (1051 m NGA))	29
Tableau III.10. Frais d'exploitation (SP2- Rt (1051 m NGA))	29
Tableau III.11. Bilan de tronçon (SP2- Rt (1051 m NGA))	30
Tableau III.12. Calcul HMT du tronçon (SP2- Rt (1038 m NGA))	30
Tableau III.13. Frais d'investissement (SP2- Rt (1038 m NGA))	31
Tableau III.14. Frais d'exploitation (SP2- Rt (1038 m NGA))	31
Tableau III.15. Bilan de tronçon (SP2- Rt (1038 m NGA))	31
Tableau III.16. caractéristiques de tronçon (Rt (1051 m NGA)- R_{ext}).....	33
Tableau III.17. caractéristiques de tronçon (Rt (1038 m NGA)- R_{ext}).....	34
Tableau III.18. Calcul HMT du tronçon (SP1- SP2).....	34
Tableau III.19. Frais d'amortissement du tronçon (SP1- SP2).....	34

Tableau III.20. Frais d'exploitation du tronçon (SP1- SP2)	35
Tableau III.21. Bilan du tronçon (SP1- SP2)	35
Tableau III.22. Calcul HMT du tronçon (SP2- SP3).....	36
Tableau III.23. Frais d'amortissement du tronçon (SP2- SP3).....	36
Tableau III.24. Frais d'exploitation du tronçon (SP2- SP3).....	36
Tableau III.25. Frais d'exploitation du tronçon (SP2- SP3).....	36
Tableau III.26. Calcul HMT du tronçon (SP3- Rt (1051 m NGA)).....	38
Tableau III.27. Frais d'amortissement du tronçon (SP3- Rt (1051 m NGA)).....	38
Tableau III.28. Frais d'exploitation du tronçon (SP3- Rt (1051 m NGA))	38
Tableau III.29. Bilan du tronçon (SP3- Rt (1051 m NGA))	38
Tableau III.30. Calcul HMT du tronçon (SP3- Rt (1038 m NGA)).....	39
Tableau III.31. Frais d'amortissement du tronçon (SP3- Rt (1038 m NGA)).....	39
Tableau III.32. Frais d'exploitation du tronçon (SP3- Rt (1038 m NGA)).....	39
Tableau III.33. Bilan du tronçon (SP3- Rt (1038 m NGA)).....	39
Tableau III.34 : Comparaison entre les variantes retenues	40

Chapitre IV: Les réservoirs

Tableau IV.1. Evaluation du volume résiduel du réservoir d'EL MELAAB	50
Tableau IV.2. Dimensions du réservoir tampon:.....	52
Tableau IV.3. Tableau donnant les dimensions des bâches de reprise pour une forme rectangulaire.....	53

Chapitre V: Etude du Pompage

Tableau V.1. Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre	65
Tableau V.2 : Caractéristiques de la pompe choisi pour SP1	66
Tableau V.3. Courbe caractéristique de la conduite de refoulement	67
Tableau V.4 : Variation de la tension de vapeur d'eau en fonction de la température....	69
Tableau V.5. Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre	71
Tableau V.6 : Caractéristiques de la pompe choisi pour SP2	72
Tableau V.7. Courbe caractéristique de la conduite de refoulement	74
Tableau V.8. Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre	76
Tableau V.9 : Caractéristiques de la pompe choisi pour SP3	77
Tableau V.10. Courbe caractéristique de la conduite de refoulement	79
Tableau V.11. Récapitulation des dimensions du bâtiment de la station	85

Chapitre VI : Protection des conduites

Tableau VI.1. Les caractéristiques de tronçon (Res- SP1)	91
Tableau VI.2. Calcul de célérité d'onde de tronçon (Res- SP1)	91
Tableau VI.3. Calcul de surpression et dépression de tronçon (Res-SP1)	92
Tableau VI.4. Calcul du temps de retour de l'onde de déformation	92
Tableau VI.5. Les caractéristiques des différents tronçons de l'adduction de Refoulement	96
Tableau VI.6. Caractéristiques du sol et de matériau	96
Tableau VI.7. Calcul de célérité d'onde des différents tronçons de l'adduction de Refoulement	96
Tableau VI.8. Calcul de volume des différents réservoirs d'air de l'adduction de refoulement	97

Chapitre VII : Organisation de chantier

Tableau VII.1 : Calcul des volumes pour l'adduction	105
Tableau VII.2. récapitulation des dimensions du bâtiment de la station	105
Tableau VII.3. les travaux de la station de pompage	108
Tableau VII.4. Devis des différents travaux de la station de pompage	108
Tableau VII.5. Devis des différents travaux de réservoir	109
Tableau VII.6 : Durée des travaux pour les stations de pompage	109
Tableau VII.7 : Durée des travaux pour l'adduction	110
Tableau VII.8 : Durée des travaux pour le réservoir	110

LISTE DES FIGURES

Chapitre I: Présentation de la zone d'étude

Figure I.1. Situation Administratif de la commune d'EL MALAAB	1
Figure I.2. Image Satellitaire de la commune d'EL MALAAB.....	2
Figure I.3. Plan d'orientation de la zone d'étude	4
Figure I.4. Carte de zonage sismique du territoire national –RPA99.....	4
Figure I.5. Réservoir existant 500 m ³	5

Chapitre II: Estimation des besoins en eau

Figure II.1: Évolution de la population	6
Figure II.2 : Répartition des débits horaires de la ville d'EL MELAAB	14
Figure II.3: Courbe intégrale de la consommation horaire de la ville d'EL MELAAB	14

Chapitre III: Etude de l'adduction

Figure III.1. Tracé de la variante N°01.....	25
Figure III.2. Tracé de la variante N°02.....	26
Figure III.3: Bilan total du tronçon SP1- SP2	28
Figure III.4 : Bilan total du tronçon (SP2- Rt (1051 m NGA))	30
Figure III.5 : Bilan total du tronçon (SP2- Rt (1038 m NGA))	32
Figure III.6 : Bilan total du tronçon (SP1- SP2)	35
Figure III.7: Bilan total du tronçon (SP2- SP3)	37
Figure III.8 : Bilan total du tronçon (SP3- Rt (1051 m NGA))	38
Figure III.9 : Bilan total du tronçon (SP3- Rt (1038 m NGA))	40

Chapitre IV: Les réservoirs

Figure IV.01 : Arrivée par surverse (Chute libre).....	44
Figure IV.02 : Arrivée par sur verse (Noyée).....	44
Figure IV.03 : Arrivée par-dessous (Par le fond)	44

Figure IV.04 : Arrivée par dessous (Par le bas)	44
Figure IV.5. Conduite de départ	45
Figure IV.06: Conduite de vidange et de trop plein	46
Figure IV.7 : conduite by-pass	47
Figure IV.8. Coupe transversale d'un réservoir semi-enterré	47
Figure IV.9. Traversée des conduites (manchon à bout lisse)	48
Figure IV.10. Traversée des conduites (Gaine en fonte)	48

Chapitre V: Etude du pompage

Figure V.1: Schéma d'une pompe centrifuge installée en charge	57
Figure V.2: Schéma d'une pompe centrifuge installée en aspiration	57
Figure V.3 : Graphe représentatif de la détermination de point de fonctionnement ..	60
Figure V.4 : Schéma et dimensions de la pompe PM 100 / 2D	66
Figure V.5. Les courbes caractéristiques de la pompe	67
Figure V.6. point de fonctionnement de pompe	68
Figure V.7 : Schéma de la pompe PM 100 / 2E	72
Figure V.8 : Schéma et dimensions de la pompe PM 100 / 2E	73
Figure V.9. Les courbes caractéristiques de la pompe	73
Figure V.10. point de fonctionnement de pompe	74
Figure V.11 : Schéma de la pompe PM 100 / 2E	78
Figure V.12 : Schéma et dimensions de la pompe PM 100 / 2E	78
Figure V.13. Les courbes caractéristiques de la pompe	79
Figure V.14. point de fonctionnement de pompe	80
Figure V.15 : équipements en aval	83

Chapitre VI : Protection des conduites

Figure VI.1 : Schéma des quatre phases du coup de bélier	90
Figure VI.2 : Variation du volume d'air du réservoir anti bélier en cours des phases de fonctionnement	93
Figure VI.3 : Cheminée d'équilibre	94
Figure VI.4 : Soupape de décharge	94

Chapitre VII : Organisation de chantier

Figure VII.1 : Profondeur de tranchée	100
Figure VII.2 : Robinet vanne à opercule	102
Figure VII.3 : Robinets vanne papillon	102
Figure VII.4 : Diagramme de GANTT des stations de pompage	111
Figure VII.5 : Diagramme de GANTT de l'adduction	111
Figure VII.6 : Diagramme de GANTT de réservoir	111

LISTE DES PLANCHES

Planche N° 1. Plan Topographique

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

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).

ADE : Algérienne des eaux

APC : Assemblé populaire communal

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).

H_p : Hauteur de la pompe (m).

H_s : Hauteur du socle (m).

H_r : Hauteur de réserve (m).

H₀ : Pression minimal (m).

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

i : Taux d'annuités

K : Dépenses annuelles d'énergie (DA).

K_{max,j} : Coefficient d'irrégularité maximum journalier .

K_{min,j} : Coefficient d'irrégularité minimum journalier .

n : Durée de l'amortissement de la conduite,

N : Nombre de consommateurs (hab).

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

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

P_{moy} : Précipitations moyennes annuelles(mm).

P : Puissance de pompage (Kw).

P_m : Puissance du moteur(watt)

Q_{perte} : Débit des pertes.

Q_{dom} : Débit domestique.

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

Q_{max,j} : Débit de consommation maximum journalier(m³/j).

$Q_{\min,j}$: Débit de consommation minimum journalier (m^3/j).

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

Q_{app} : Débit demandé ou débit appelé.

Re : Nombre de Reynolds.

S_f : Surface d'une seule fenêtre (m^2).

$SP1$: Station de pompage n° 1.

$SP2$: Station de reprise

$SP3$: Station de reprise

S : Section du réservoir (m^2).

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).

U_0 : Volume d'air comprimé (m^3).

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

V_t : Volume total du réservoir (m^3).

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

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 (m NGA).

: Prix du Kwh, varie trois fois par jour.

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

Introduction générale

Introduction générale

Le manque d'eau potable est devenu la préoccupation quotidienne des algériens, c'est dans ce contexte que s'inscrit notre étude qui consiste à l'étude de l'alimentation en eau potable de la commune EL MELAAB wilaya de TISSEMSILT a partir d'un réservoir existant ($2 \times 3000 \text{ m}^3$) pour répondre confortablement à la demande à notre horizon de calcul 2042.

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

I.2.Situation topographique :

La commune d'EL MALAAB est caractérisée par un relief très accidenté. L'altitude atteint 1270 m. Elle est située à une Latitude de 35° 42' 53.3" Nord et une Longitude de 1° 19' 59.4" Est.



Figure I.2.Image Satellitaire de la commune d'EL MALAAB

I.3.Situation climatologique

I.3.1. Climatologie :

Le climat caractérisant l'aire de l'étude est semi-aride avec deux saisons dominantes :

- Saison humide et froide allant du mois d'Octobre jusqu'au mois d'Avril. Hiver froid avec gelée tardive et des chutes de neige.
- Saison sèche et chaude du mois de Mai jusqu'au mois de Septembre. L'Eté peut connaître des orages courts et intenses.

I.3.2. Températures :

Les températures maximales dépassent 32°C et sont atteintes au mois d'Août alors que les minimales (inférieure à 8°), sont observées entre le mois de Décembre et Février, (tableau I.1)

Tableau I-1: Températures moyennes (1996 – 2010) :

Mois	Jan	Fév.	Mars	Avr.	Mai	Juin	Juil.	Aout	Sep	Oct.	Nov.	Déc.
T C°	9.5	12.05	12.4	14.1	15.2	24.8	25.3	29.6	25.5	21	12.6	9.5

Source : ANRH

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 Eté.

I.3.4. Pluviométrie :

La pluviométrie moyenne annuelle est de 400 à 500 mm sur ensemble de l'aire de l'étude. Les pluies sont irrégulières et souvent torrentielles en haute altitude.

Tableau I-2 : précipitations moyennes (1996 – 2010) :

mois	Jan	Fév.	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Août	Sep.	Oct.	Nov.	Déc.
Précipitation (mm)	25	22.7	63	79	49	32.7	29	22.2	35.4	105.4	90	150.1

Source : ANRH

I.3.5. Vents :

Cette région est caractérisée par des vents chauds et secs en Eté ; froids et secs en Hiver. La direction dominante des vents est ouest - nord - ouest entre Octobre et Mai et est - sud - est durant la période estivale.

I.3.6. Couverture végétale :

Les diverses associations végétales rencontrées dans l'aire d'étude sont sous la dépendance des facteurs climatiques déjà cités.

Du point de vue phytogéographie, le massif de L'Ouarsenis est nettement privilégié. Il permet la croissance des essences. Aux basses altitudes, la végétation la plus répandue c'est la strate arborescente caractérisée par l'olivier, le caroubier et le pistachier.

Bien représentés aussi dans le parc national de l'Ouarsenis : le cèdre ; le chêne vert ; le pin d'Alep et le chêne liège. En dehors des secteurs montagneux, le sol est dépourvu de végétation. Les diverses formations forestières jadis riches et diversifiées sont réduites sous l'effet de la dégradation à des maquis bas.

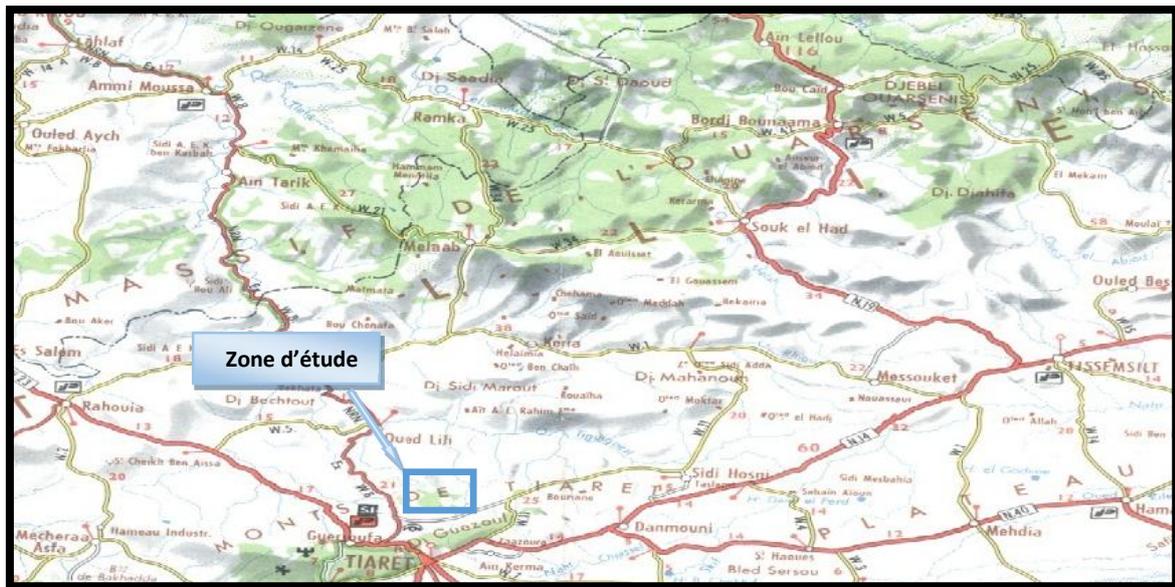


Figure I.3. Plan d'orientation de la zone d'étude

I.4. Géologie :

L'aire de l'étude présente des formations essentiellement calcaires, schisteuses et argileuses. Le massif de Ouarsenis est dominé par des séries argilo-gréseuses à schisteuses ; c'est à dire, il y a dominance des roches tendres (marnes et argiles) et des roches relativement tendres (flysch), alors que les plus résistantes comme les grès et les calcaires sont rencontrées au niveau des crêtes.

I.5. Sismicité:

D'après le document technique réglementaire, (DTR B.C.2.48) des Règles Parasismiques Algériennes (RPA de 1999/version 2003), notre zone se trouve dans **la zone (IIa)** ou l'activité sismique est moyenne. Par conséquent, les études du génie civil qui concernent les structures des ouvrages projetés doivent prendre en considération cette particularité.

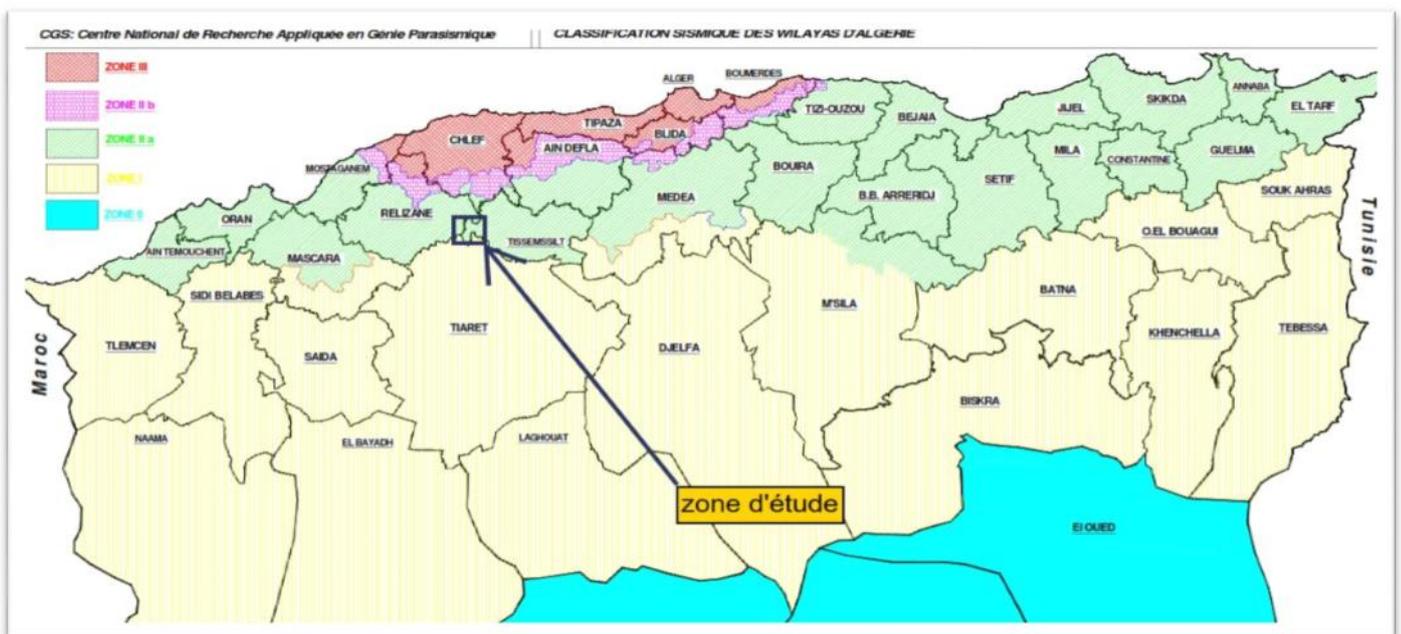


Figure I.4. Carte de zonage sismique du territoire national - RPA99

I.6.Situation démographique :

Population :

D'après le recensement de 2008, la population du chef-lieu de commune MELAAB s'élève à **3447** habitants avec un taux d'accroissement de 1,80% (source DPAT).

I.7. Situation hydraulique :

I.7.1. Sources souterraines :

Le centre d'EL MELAAB est alimenté en eau potable à partir de deux forages :

- Forage F1 donne un débit de l'ordre de 7 l/s.
- Forage F2 donne un débit de l'ordre de 10 l/s.

I.7.2. Ouvrages de stockages :

Deux réservoirs de capacité totale de 750 m³.

-Le premier réservoir situé au nord de capacité de 250 m³ est situé à une cote $C_{tp} = 1020.00$ m

-Le second réservoir situé près du premier, de capacité de 500 m³ à $C_{tp} = 1020.00$ m



Figure I.5. Réservoir existant 500 m³

Conclusion

Dans ce chapitre nous avons représenté la ville, connaître la topographie, le climat la géologie, et la situation démographique et hydraulique de la zone d'EL MELAAB. Ces différentes informations représentent les données de base pour l'élaboration de notre travail qui est le dimensionnement de l'adduction du centre urbaine d'EL MELAAB.

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 (2042) ;
- P₀ : population de l’année de référence (2008) ;
- τ : taux d’accroissement naturel de la population; τ = 1,80 %
- n : nombre d’années séparant l’année de référence et l’horizon de calcul. n = 34 ans

Tableau II.1. Evolution de la population :

Années	2008	2017	2030	2042
Evolution de la population [Hab]	3 447	4 048	5 104	6 324

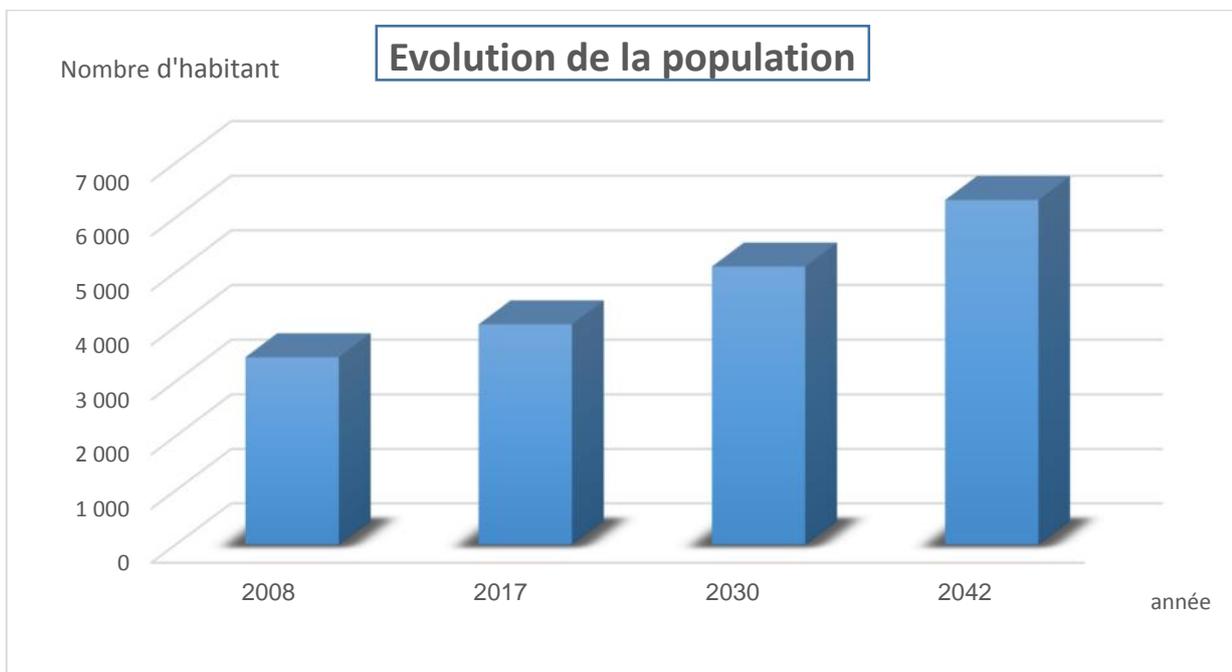


Figure II.1: Évolution de la population

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 service de l'hydraulique.

II.3.2. Détermination de la consommation moyenne journalière

Le débit moyen journalier est donné par:

$$Q_{m \ j} = (Q_i \ N_i) / 1 \quad (II-2)$$

$Q_{moy,j}$: Consommation moyenne journalière [m^3/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

Le tableau II.2 détermine les besoins domestiques

Tableau II.2. Détermination des besoins domestique.

Année	N ^{bre} d'habitants [hab]	Dotation moyenne [l/j/hab]	Consommation moyenne Journalière [m ³ /j]
2017	4 048	150	607,2
2042	6 324	150	948,6

II.4.1.2. Besoin scolaires

Tableau II.3. Détermination des besoins scolaires.

Désignation	Quantité	nombre d'écopiers	Dotation l/J/u	Consommation moyenne journalière m ³ /J
Ecole primaire	1	300	20	6,00
CEM	1	250	20	5,00
Lycée	1	200	20	4,00
Totale				15,00

II.4.1.3. Besoin sanitaire

Tableau II.4. Détermination des besoins sanitaires.

Désignation	Quantité	Dotation l/J/u	Consommation moyenne journalière m ³ /J
Centre de soin (10 lits)	1	400	4
Pharmacie	1	500	0,5
Total			4,5

II.4.1.4. Besoin socioculturels

Tableau II.5. Détermination des besoins socioculturels.

Désignation	Quantité	Dotation l/J/u	Consommation moyenne journalière m ³ /J
Mosquées (3)	1500	20	30,00
Centre culturel (m ²)	500	15	7,50
Bibliothèque	100	15	1,50
Salle omnisport	100	50	5,00
Maison des jeune	100	20	2,00
Total			46,00

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

Désignation	Quantité	Dotation l/J	Consommation moyenne journalière m ³ /J
Café	4	600	2,40
Restaurant	4	1000	4,00
Boucherie	5	200	1,00
Boulangerie	3	1000	3,00
Marché (m ²)	800	5	4,00
Abattoir	1	6000	6,00
Bain public (2)	300	180	54,00
Total			74,4

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

Désignation	Quantité	Dotation l/J/employé	Consommation moyenne journalière m ³ /J
Siege APC	20	15	0,30
Gendarmerie	40	15	0,60
Banque	25	15	0,38
Protection civile	30	15	0,45
Sonelgaz	20	15	0,30
Service impôt	20	15	0,30
Total			2,33

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:

$$Q_{\text{fuite}} = 1090.83 \times 15 \% = \mathbf{163.62 \text{ m}^3/\text{j}}$$

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.8. Récapitulation de la consommation en eau moyenne totale

Désignation	Consommation moyenne Journalière (m ³ /j)
Domestique	948,60
scolaire	15,00
sanitaire	4,50
socioculturels	46,00
commerciaux	74,40
administratifs	2,33
Fuite et gaspillage	163,62
Total	1 254,45

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 :

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

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

Avec :

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

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

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

$K_{\text{max j}}$: varie entre 1.1 à 1.3

Pour dans notre cas nous prenons $K_{\text{max j}} = 1,3$

$K_{\text{min j}}$: varie entre 0,7 à 0,9

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

Le tableau II.9 représente la variation des besoins en eau journalière de la ville.

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

Catégorie des besoins	$Q_{\text{moy,j}}$ (m^3/j)	$K_{\text{max,j}}$	$Q_{\text{max,j}}$ (m^3/j)	$K_{\text{min,j}}$	$Q_{\text{min,j}}$ (m^3/j)
Domestique	948,60	1,3	1 233,18	0,9	853,74
Scolaire	15,00	1,3	19,5	0,9	13,5
Sanitaire	4,50	1,3	5,85	0,9	4,05
Socioculturels	46,00	1,3	59,8	0,9	41,4
Commerciaux	74,40	1,3	96,72	0,9	66,96
Administratifs	2,33	1,3	3,029	0,9	2,097
Fuite et gaspillage	163,62	1,3	212,71	0,9	147,26
Total	1 254,45		1 630,789		1 129,01

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 d'EL MELAAB en basant sur le tableau II.10, 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 2042.

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

$$K_{\text{max h}} = \frac{cc}{cc} \frac{m}{m} \frac{ho}{ho}$$

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

$$K_{\text{min h}} = \frac{cc}{cc} \frac{m}{m} \frac{ho}{ho}$$

Consommation moyenne horaire (horizon 2042) :

$$Q_{\text{moy, h}} = \frac{Q_{\text{m, j}}}{2}$$

$$Q_{\text{moy, h}} = \frac{135.9}{2} = 67.95 \text{ m}^3/\text{h} .$$

Tableau II.10 : Répartition horaire du débit maximum journalier

Heures	Nombre d'habitants				
	< 10000	10001 à 50000	50001 à 100000	> 100000	Aggl.de type rural
0-1	01	1.5	03	3.35	0.75
1-2	01	1.5	3.2	3.25	0.75
2-3	01	1.5	2.5	3.3	01
3-4	01	1.5	2.6	3.2	01
4-5	02	2.5	3.5	3.25	03
5-6	03	3.5	4.1	3.4	5.5
6-7	05	4.5	4.5	3.85	5.5
7-8	6.5	5.5	4.9	4.45	5.5
8-9	6.5	6.25	4.9	5.2	3.5
9-10	5.5	6.25	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

Source (ouvrage d'AEP D'ABRAMOV)

Le tableau II.11 récapitule les variations des débits horaires pour la ville d'EL MELAAB

Tableau II.11. Variation de débit horaire dans la ville d'EL MELAAB

Heures	Consommation ($Q_{\max,j} = 1630,79$)		Consommation Cummulée	
	%	M ³ /h	%	Qc
0-1	1	16,31	1	16,31
1--2	1	16,31	2	32,62
2--3	1	16,31	3	48,92
3--4	1	16,31	4	65,23
4--5	2	32,62	6	97,85
5--6	3	48,92	9	146,77
6--7	5	81,54	14	228,31
7--8	6,5	106,00	20,5	334,31
8--9	6,5	106,00	27	440,31
9--10	5,5	89,69	32,5	530,01
10--11	4,5	73,39	37	603,39
11--12	5,5	89,69	42,5	693,09
12--13	7	114,16	49,5	807,24
13--14	7	114,16	56,5	921,40
14--15	5,5	89,69	62	1011,09
15--16	4,5	73,39	66,5	1084,48
16--17	5	81,54	71,5	1166,01
17--18	6,5	106,00	78	1272,02
18--19	6,5	106,00	84,5	1378,02
19--20	5	81,54	89,5	1459,56
20--21	4,5	73,39	94	1532,94
21--22	3	48,92	97	1581,87
22--23	2	32,62	99	1614,48
23--24	1	16,31	100	1630,79
total	100	1630,79		

Le débit max horaire est : $Q_{\max,h} = 114,16 \text{ m}^3/\text{h}$

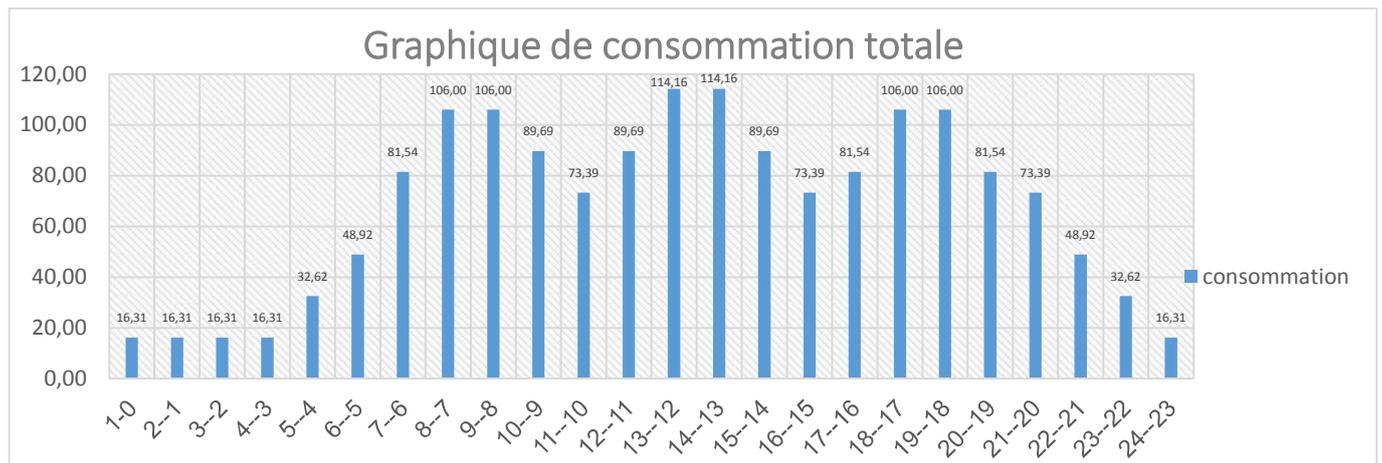


Figure II.2 : Répartition des débits horaires de la ville d'EL MELAAB.

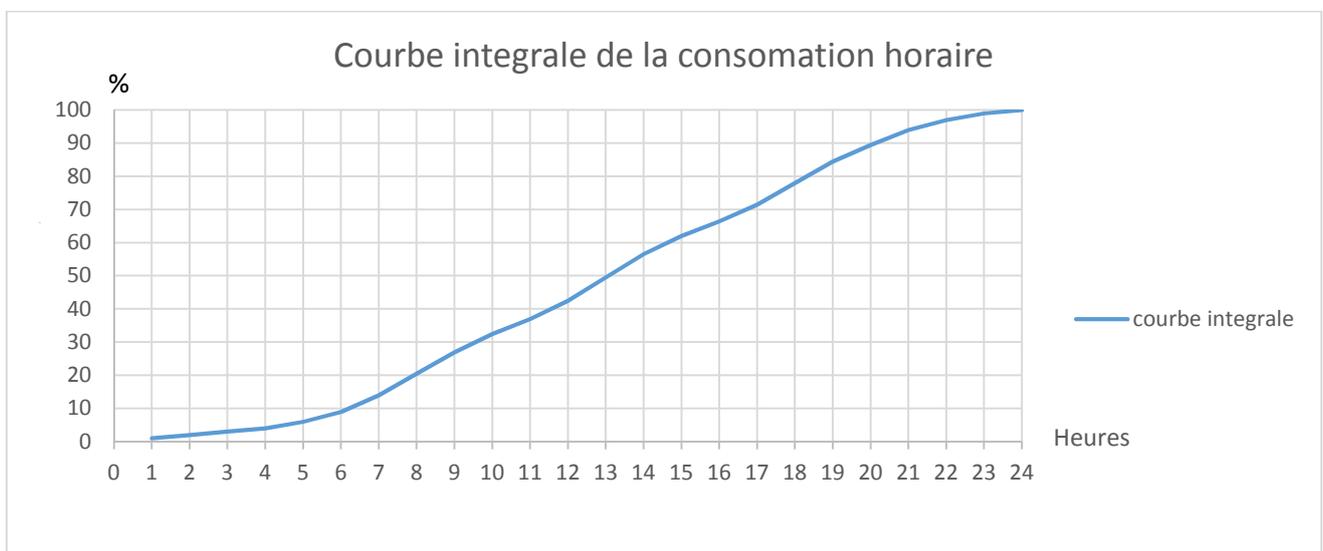


Figure II.3: Courbe intégrale de la consommation horaire de la ville d'EL MELAAB.

II.9. Récapitulation des débits horaire :

Tableau N° II.12. Calcul des consommations maximale et minimale

La ville	$Q_{moy, h}$ [m3/h]	$K_{min, h}$	$Q_{min, h}$ [m3/h]	$K_{max, h}$	$Q_{max, h}$ [m3/h]
EL MELAAB	67.95	0.24	16.31	1.68	114.16

Conclusion

Ce chapitre nous a permis de déterminer tous les débits journaliers (maximum et minimum) et tracer les courbes de consommation horaires afin de connaître tous les débits horaires (moyen, 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 de réservoir vers la ville d'EL MELAAB, 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. Types d'écoulement dans les conduites d'adduction :

On peut avoir deux types d'écoulement :

III.2.1. Ecoulement à surface libre :

C'est un écoulement rencontré dans les adductions gravitaires seulement. Il peut être à ciel ouvert ou dans des canaux couverts. Ce type d'écoulement est fonction de la pente. la forme du canal peut être trapézoïdale, circulaire et ovoïdale.

III.2.2. Ecoulement en charge :

L'eau remplit totalement les conduites et la pression y est supérieure à la pression atmosphérique. Cette pression dépend des conditions régnant aux limites amont et aval de la conduite et du débit instantané.

III.3.Choix du tracé

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

- Avoir un itinéraire aussi direct que possible.
- Respecter les impératifs du profil en long avec le moins possible de 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.
- Le trace en plan sera conçu compte tenu de la possibilité de réaliser le profil en long idéal avec des coudes largement ouverts afin d'éviter les butées importantes. A cet effet, on sera peut-être amené à ne pas suivre l'accotement des routes, et par conséquent franchir certains terrains particuliers.
- Si notre trace se trouve topographiquement accidentée ou une suite de points hauts surgit, des cantonnements d'air pourront avoir lieu en ces points qui peuvent entraîner des cavitations, dans ces cas des dispositifs anti-beliers peuvent être installés.

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

III.4.Choix des matériaux de canalisation

De nombreux types de tuyaux sont disponibles pour constituer une conduite. On peut classer en fonction des matériaux avec lesquels ils sont fabriqués : fonte, acier, PEHD....etc.

Le choix des tuyaux utilisés est fonction de la pression et de la nature du terrain, des coûts de fourniture et de mise en œuvre, mais aussi de la facilité à réaliser les raccordements, les prises de branchement et les réparations en cas de fuite.

III.4.1.Fonte

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

Néanmoins elle nécessite beaucoup de pièces spéciales ainsi son prix devient onéreux mais acceptable par rapport à la longévité de la conduite

III.4.2.Acier

L'acier est un matériau apte à prendre en charge les grandes pressions, il est très sensible à la corrosion surtout qu'il s'agit de sol agressif, une protection cathodique est indispensable.

Pour une conduite maîtresse alimentant une ville, l'acier n'est pas recommandé pour éviter la perturbation de l'alimentation en cas de fuite.

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

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

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

L'avantage de ces matériaux réside dans sa légèreté et sa résistance aux agressions chimiques. Par contre sa rigidité est trop faible pour pouvoir reprendre les contraintes liées au remblai. La

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

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

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

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

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

Conclusion

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

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

III.5. Calcul hydraulique

III.5.1. Cas gravitaire

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

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

ΔH_T : Perte de charge totale (m);

K' : Coefficient de perte de charge;

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

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

L_g : Longueur géométrique de la conduite (m) ;

L_{e_v} : 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.

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

ΔH_L : Perte de charge totale (m) ;

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

On déduit alors le diamètre calculé de la conduite gravitaire :

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

Avec :

Q : Débit véhiculé par la conduite (m³/s) ;

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

s : Exposant tenant compte du régime d'écoulement ;

m : Exposant tenant compte du type du matériau.

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

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

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

Pour notre cas, on prend : $K' = 0,001052$; $s = 2$; $m = 4,772$

III.5.2. Cas refoulement

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

- Formule de BRESSE :

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

- Formule de BONNIN :

$$Dec = \sqrt{Q} \dots\dots\dots(III.6)$$

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

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

- Formule de MUNIER

$$Dec = \sqrt{Q} (1+0.02 n) \dots\dots\dots(III.7)$$

Avec :

n : nombre d'heures de pompage.

Q : débit en m³/s.

- Formule de VIBERT (en 1948, pour les conduites en fonte)

$$D_{ec} = 1,35 \times (e/f)^{0,154} \times Q^{0,46} \text{ (pompage de 10h/24h)} \dots\dots\dots(III.8)$$

$$D_{ec} = 1,547 (e/f)^{0,154} Q^{0,46} \text{ (pompage continue)} \dots\dots\dots(III.9)$$

Avec : Q : représente le débit refoulé en m³/s ;

e : prix du kWh d'énergie ;

f : prix de 1kg de fonte en DA ;

Remarque :

Les formules de Bresse, Bonnin et Munier donnent un calcul direct et rapide du diamètre d'une canalisation dans une installation de petite ou moyenne importance.

La formule de BRESS n'est valable que pour les petits projets (longueur \leq 1 Km).

Puisque ces deux formules (BRESSE, BONNIN) ne prennent que le débit et un coefficient économique (1,5 ou 1) comme paramètres influant sur le diamètre, et nous donne un diamètre calculé et lorsque on normalise ce dernier on perd la vitesse économique.

Donc nous allons utiliser pour le calcul des diamètres économiques la méthode de détermination du diamètre économique suivante :

- Méthode de détermination du diamètre économique :

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

A. Amortissement annuel

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

$$A = \frac{i}{(i+1)^n - 1} + i \dots \dots \dots (III.10)$$

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 (H) 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.5.2.1 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.5.2.1.1.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 :

$$\Delta H_l = I * L = \left\} \frac{L V^2}{D 2g} \dots\dots\dots (III.11)$$

Le coefficient est obtenu par les formules suivantes:

Formule de Nikuradzé : $\left\} = (1,14 - 0,86Ln \frac{V}{D})^{-2} \dots\dots\dots (III.12)$

Formule Colebrook : $\frac{1}{\sqrt{\left\}} = -2 * \log\left(\frac{K_s}{3,7 * D} + \frac{2,51}{R_e * \sqrt{\left\}}\right) \dots\dots\dots (III.13)$

R_e: nombre de Reynolds, est calculé comme suit:

$$R_e = \frac{V * D}{\epsilon} \dots\dots\dots (III.14)$$

v: viscosité cinématique de l'eau, donnée par la formule de STOCKS.

$$\epsilon = \frac{0,0178}{(1 + 0,0337 * t + 0,000221 * t^2)} \dots\dots\dots (III.15)$$

t: température de l'eau en degré;

A t= 20°C: v=0.01 Stocks =10⁻⁶ m²/s

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

III.5.2.1.2. 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.

$$\Delta H_s = 0,10 * \Delta H_l \dots\dots\dots (III.16)$$

III.5.2.1.3. pertes de charge totales

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

Donc : $H_T = H_L + 0.10 H_L = 1.10 H_L \dots\dots\dots(III.17)$

III.5.2.2.Calcul de la hauteur manométrique totale

$HMT = H_g + \Delta H_a + \Delta H_r = H_g + \Delta H_t \dots\dots\dots(III.18)$

- Hg: la hauteur géométrique (m)
- Ha: pertes de charge à l'aspiration (m)
- Hr: pertes de charge au refoulement (m)

III.5.2.3.Puissance absorbée par la pompe

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

$P = \frac{\dots * g * Q * HMT}{\eta} \text{ [W]} \dots\dots\dots (III.19)$

- : rendement de la pompe en (%) ($\eta=82\%$)
- Q: débit refoulé par la pompe en (m³/s)
- g: Accélération de pesanteur (9.81 m/s²)
- ... : Masse volumique de l'eau (kg/ m³)

III.5.2.4.Energie consommée par la pompe

$E = P * t * 365 \text{ [Kwh]} \dots\dots\dots (III.20)$

- t: c'est le temps de pompage par jour en (heure); dans notre cas t =19 h
- P: puissance de la pompe en (kW)

III.5.2.5. 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.

$F_{ex} = E * e \text{ [DA]} \dots\dots\dots(III.21)$

- E: énergie consommée par la pompe en (Kw H)
- e: prix unitaire d'un Kwh

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

Période	Horaire	Nombre d'heure	Prix du KWh (DA)
Heures pleines	06 h à 17 h	11	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 18/24 heures.

Remarque :

Le temps optimal pour le fonctionnement de la station de pompage est de 20/24 h pour minimiser le volume de stockage, mais dans notre cas le volume de réservoir existant est largement suffisant pour un pompage de 18/24 h, et c'est bien détaillé dans le chapitre précédant.

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

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

$$e = \frac{1 \times 1.6 + 7 \times 0.8}{1} = 1.319 \text{ DA}$$

III.6. Proposition des variantes

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

Une étude de variante est nécessaire.

- **Variante N°1**

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

- L'eau potable est acheminée à partir des Réservoirs 2x3000 m³ (cote radier = 770.00 m) à l'aide d'une conduite gravitaire vers une station de reprise N°01 (côte = 712.00 m).

- De la Station N°01, elle sera pompée vers la Station de reprise N°02 (côte = 878.00 m) à l'aide d'une conduite en refoulement sur une longueur de 6600 m.

- la Station N°02 (côte = 878.00 m) refoule les eaux vers le réservoir tampon projeté à l'aide d'une conduite en refoulement.

- le Réservoir tampon projeté distribue l'eau gravitairement vers le réservoir existant situé à la côte radier = 1017.00 m.

Dans cette variante nous allons proposer deux sous-variantes concernant l'emplacement de réservoir tampon, nous aurons donc :

- Sous-variante 1 : réservoir tampon placée à la cote 1048 m.
- Sous-variante 2 : réservoir tampon placée à la cote 1035 m.

Remarque :

L'emplacement de réservoir tampon de sous variante n°01 est pas le même pour le sous variante n° 02, ce dernier est placé à droite de premier.

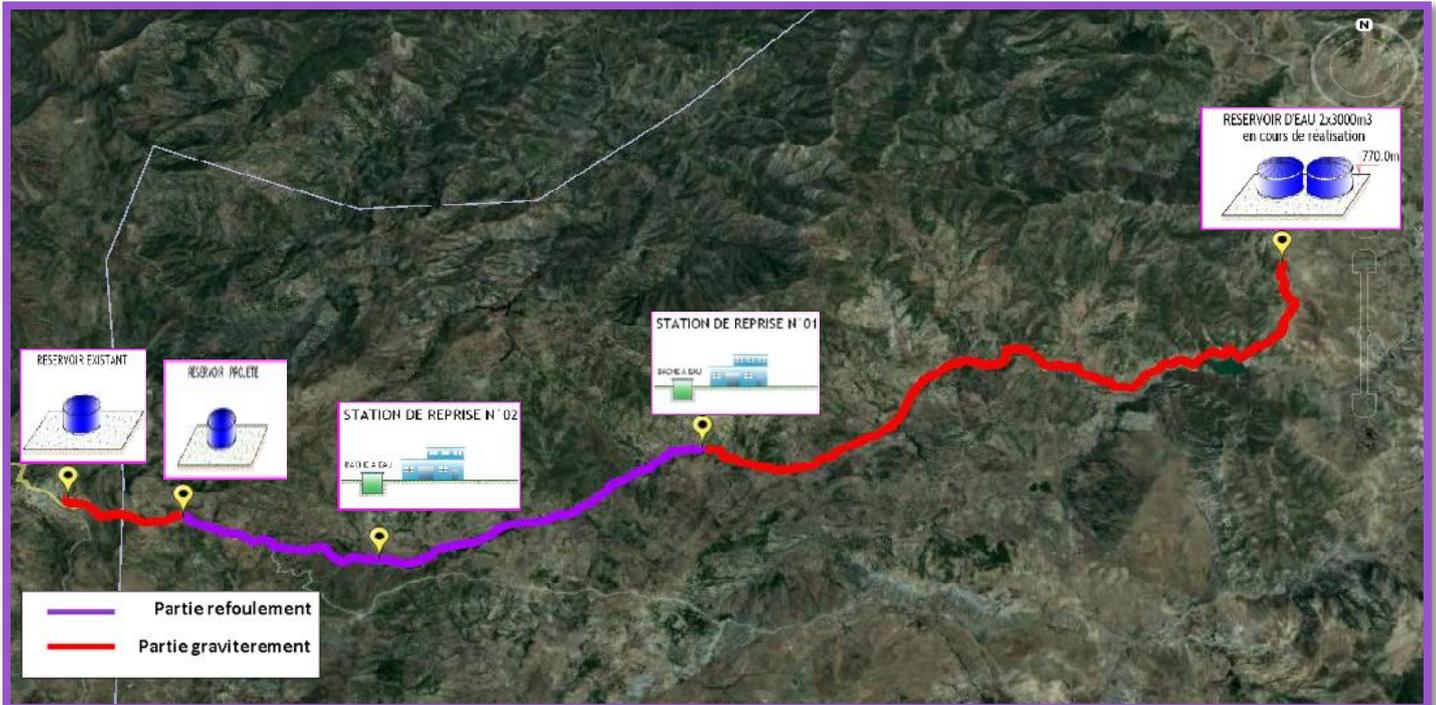


Figure III.1. Tracé de la variante N°01

- **Variante N°2**

La variante N°02, consiste propose quatre étapes :

- L'eau potable est ramenée à partir des Réservoirs $2 \times 3000 \text{ m}^3$ (cote radier = 770.00 m) à l'aide d'une adduction gravitaire vers une station de reprise N°01 (cote = 712.00 m).
- De la Station de reprise N°01 vers une autre Station de reprise N°02 (cote = 825.00 m) à l'aide d'une adduction par refoulement sur une longueur de 4454 m.
- De la Station de reprise N°02 vers la Station de reprise N°3 (cote = 938 m) à l'aide d'une adduction en refoulement sur une longueur de 3148.3 m.
- De Station de reprise N°3 (côte = 938.00 m) vers réservoir tampon projeté à l'aide d'une adduction en refoulement.
- Réservoir tampon projeté vers réservoir existant (cote = 1017.00 m) à l'aide d'une adduction gravitaire.

Dans cette variante nous allons proposer deux sous-variantes concernant l'emplacement de réservoir tampon, nous aurons donc :

- Sous-variante 1 : réservoir tampon placée à la cote 1048 m.
- Sous-variante 2 : réservoir tampon placée à la cote 1035 m.

Remarque :

L'emplacement de réservoir tampon de sous variante n°01 est pas le même pour le sous variante n° 02, ce dernier est placé à droite de premier.



Figure III.2. Tracé de la variante N°02

III.6.1. 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.6.1. 1. Première variante :

III.6.1. 1. 1. Réservoir (2 x 3000) vers la station de pompage n°01 :

Ce tronçon relie le réservoir (2 x 3000 m³) qui est situé à une cote de 770m NGA et la station de reprise située à une cote de 712 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'écèlement 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 $H_d = 770 - 712 = 58 \text{ m}$

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

D'où $H = H_d$

On vise à alimenter la commune d'EL MELAAB toute en considérons que les forages sont à l'arrêt pour préserver les eaux souterraines de pompage anarchique.

Pour le repos des pompes et l'entretien de la station de pompage ; nous avons opté pour un fonctionnement de cette dernière de 18/24 heures.

$$Q_{\text{pomp}} = \frac{Q_j}{T p c} = \frac{1 \cdot 7}{1} = 90.60 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$Q_{\text{pomp}} = 25.17 \text{ l/s}$$

En appliquant la formule DARCY –WEISBECH - :

$$H = \frac{8 \times L \times Q^2}{g \times \pi^2 \times D^5} \Rightarrow D = \sqrt[5]{\frac{8 \times L \times Q^2}{g \times \pi^2 \times H}}$$

$$\text{Avec } L = 9500 \times 1.10 = 10450 \text{ m}$$

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

$$D = \sqrt[5]{\frac{8 \times 10450 \times (2.1/1)^2}{9.8 \times 3.14^2 \times 0.020}} = 0.179 \text{ m}$$

Calcul de λ :

$$\lambda = (1.14 - 0.86 \ln \frac{V}{D})^{-2} = (1.14 - 0.86 \ln \frac{0.02517}{0.179})^{-2} = 0.01092736.$$

On fait la première iteration:

$$D = \sqrt[5]{\frac{8 \times 10450 \times (2.1/1)^2}{9.8 \times 3.14^2 \times 0.01092736}} = 0.159 \text{ m}$$

Calcul de λ :

$$\lambda = (1.14 - 0.86 \ln \frac{V}{D})^{-2} = (1.14 - 0.86 \ln \frac{0.02517}{0.159})^{-2} = 0.01116881.$$

Après 4 itérations la valeur de λ se stabilise: $\lambda = 0.01116025$ et le $D_{\text{int}} = 160 \text{ mm}$

Donc le diamètre de normalisé est de 200 mm avec PN10.

Tableau III.3. caractéristiques de tronçon (Res- SP1)

Gamme de produit	D _{exterieur} (mm)	D _{interieur} (mm)	Débit (m ³ /s)		L (m)	h (m)	Vitesse (m/s)
PE100 PN10	200	176.2	0.02517	0,016358	9500	52,74	1,03

III.6.1. 1. 2. Station de reprise n°01 vers la station de reprise n°02 :

Ce tronçon relie SP1 dont la cote est 712 m NGA avec la SP2 (cote = 878 m) sur une longueur de 6600 m, le diamètre calculé donné par la formule de BONIN : $D_{ec} = \sqrt[5]{Q}$

$$\text{donc on trouve la résultat suivant : } D_{ec} = \sqrt[5]{25.17 \times 10^{-3}} = 0.159 \text{ m}$$

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 PE 100 PN 20.

Tableau III.4. Calcul HMT du tronçon (SP1- SP2)

D _{extérieur} (mm)	Epaisseur (mm)	D _{intérieur} (mm)	Vitesse (m/s)	Nbr de Reynolds	λ	longueur (m)	Hg (m)	Δ HT (m)	HMT (m)
110	12,3	85,4	4,40	375453,09	0,015126731	6600	166	1266,84	1432,84
125	14	97	3,41	330553,55	0,015250959	6600	166	675,62	841,62
160	17,9	124,2	2,08	258161,79	0,015611877	6600	166	200,96	366,96
200	22,4	155,2	1,33	206595,97	0,016058581	6600	166	67,84	233,84
250	27,9	194,2	0,85	165106,56	0,016609545	6600	166	22,88	188,88
315	35,2	244,6	0,54	131086,24	0,017271238	6600	166	7,50	173,50
400	44,7	310,6	0,33	103231,47	0,018048627	6600	166	2,38	168,38

Tableau III.5. Frais d'investissement tronçon (SP1- SP2)

D _{extérieur} (mm)	Prix de mL (DA)	longueur (m)	Annuité (%)	Frais d'ammortissement
110	974,05	6600	8,88	570871,22
125	1 252,35	6600	8,88	733977,29
160	2 036,65	6600	8,88	1193639,83
200	3 187,80	6600	8,88	1868305,82
250	4 189,30	6600	8,88	2455264,94
315	7 880,95	6600	8,88	4618867,18
400	12 700,60	6600	8,88	7443567,65

Tableau III.6. Frais d'exploitation tronçon (SP1- SP2)

D _{extérieur} (mm)	HMT (m)	P (KW)	E (KWh)	Frais d'exploitation
110	1432,84	431,45	2834655,44	12245711,48
125	841,62	253,43	1665023,53	7192901,66
160	366,96	130,50	857385,00	3703903,20
200	233,84	80,40	528228,00	2281944,96
250	188,88	56,87	373662,97	1614224,04
315	173,50	52,25	343252,57	1482851,11
400	168,38	50,70	333105,56	1439016,03

Tableau III.7. Bilan de tronçon (SP1- SP2)

D _{extérieur} (mm)	Frais d'ammortissement	Frais d'exploitation	Bilan
110	570871,22	12245711,48	12816582,71
125	733977,29	7192901,66	7926878,95
160	1193639,83	3703903,20	4897543,03
200	1868305,82	2281944,96	4150250,78
250	2455264,94	1614224,04	4069488,98
315	4618867,18	1482851,11	6101718,28
400	7443567,65	1439016,03	8882583,68

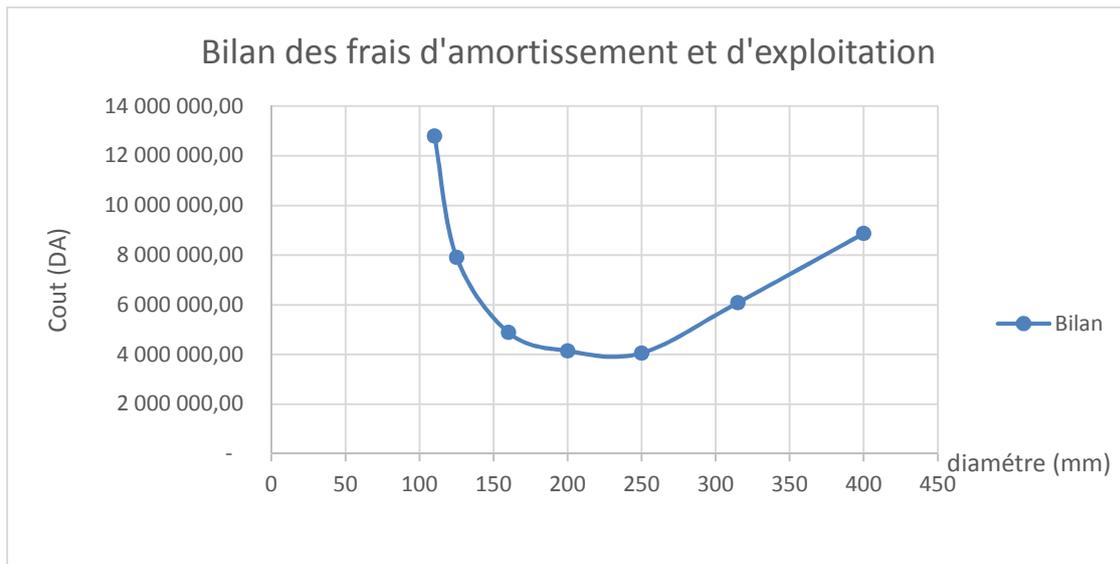


Figure III.3: Bilan total du tronçon SP1- SP2

Nous allons prendre un diamètre de 250 mm offrant une vitesse de 0,85 m/s.

III.6.1. 1. 3. Station de reprise n°02 vers le réservoir tampon :

Ce tronçon relie SP2 dont la cote est 878 m NGA avec le réservoir tampon sur une longueur de 3151 m. le diamètre approximatif sera calculé donné par la formule de BONIN: $D_{ec} = \sqrt{Q}$

donc on trouve la résultat suivant : $D_{ec} = \sqrt{25.17 \times 10^{-3}} = 0.159 \text{ m}$

Le coefficient de frottement interne a été calculé par approximations successives pour chaque diamètre. Les résultats obtenus sont consignés dans le tableau III.8:

Gamme du produit PE 100 PN 20

a) Sous variante 01: cote du réservoir tampon: 1051 m

Tableau III.8. Calcul HMT du tronçon (SP2- Rt (1051 m NGA))

D _{extérieur} (mm)	Epaisseur (mm)	D _{intérieur} (mm)	Vitesse (m/s)	Nbr de Reynolds	λ colebrook	longueur (m)	Hg (m)	ΔHT (m)	HMT (m)
110	12,3	85,4	4,40	375453,09	0,015126731	3151	173	604,82	777,82
125	14	97	3,41	330553,55	0,015250959	3151	173	322,56	495,56
160	17,9	124,2	2,08	258161,79	0,015611877	3151	173	95,94	268,94
200	22,4	155,2	1,33	206595,97	0,016058581	3151	173	32,39	205,39
250	27,9	194,2	0,85	165106,56	0,016609545	3151	173	10,92	183,92
315	35,2	244,6	0,54	131086,24	0,017271238	3151	173	3,58	176,58
400	44,7	310,6	0,33	103231,47	0,018048627	3151	173	1,13	174,13

Tableau III.9. Frais d'investissement (SP2- Rt (1051 m NGA))

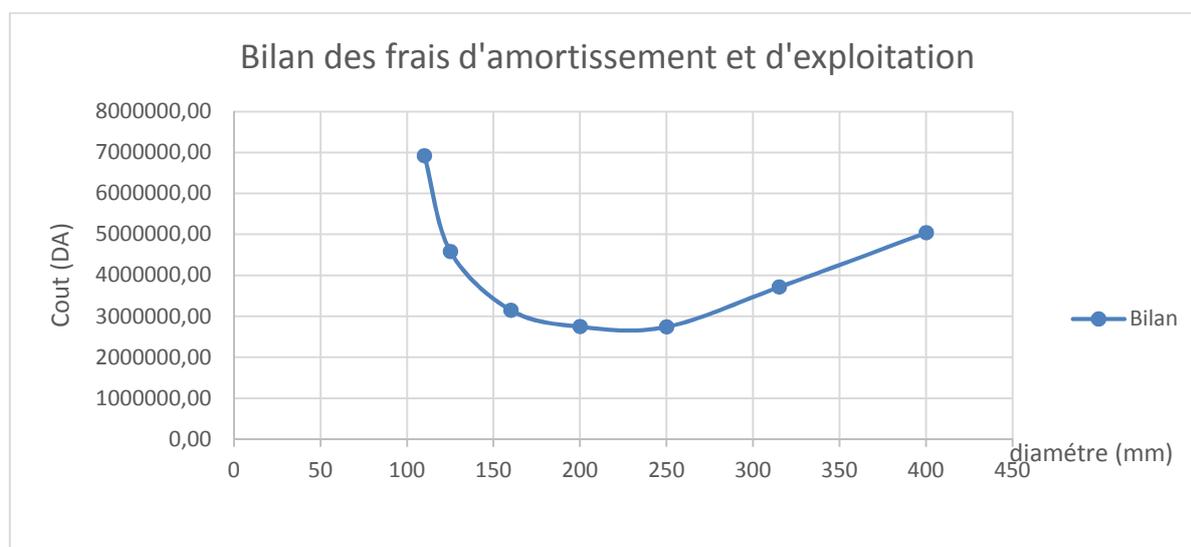
D _{extérieur} (mm)	Prix de mL (DA)	longueur (m)	Annuité (%)	Frais d'amortissement
110	974,05	3151	8,88	272547,76
125	1 252,35	3151	8,88	350418,55
160	2 036,65	3151	8,88	569872,59
200	3 187,80	3151	8,88	891974,49
250	4 189,30	3151	8,88	1172203,01
315	7 880,95	3151	8,88	2205159,16
400	12 700,60	3151	8,88	3553739,65

Tableau III.10. Frais d'exploitation (SP2- Rt (1051 m NGA))

D _{extérieur} (mm)	HMT (m)	P (KW)	E (KWh)	Frais d'exploitation
110	777,82	234,22	1538799,00	6647611,69
125	495,56	149,22	980388,38	4235277,79
160	268,94	90,98	597738,60	2582230,75
200	205,39	65,40	429678,00	1856208,96
250	183,92	55,38	363861,54	1571881,85
315	176,58	53,17	349342,88	1509161,23
400	174,13	52,44	344498,45	1488233,30

Tableau III.11. Bilan de tronçon (SP2- Rt (1051 m NGA))

D _{extérieur} (mm)	Frais d'amortissement (D.A)	Frais d'exploitation (D.A)	Bilan (D.A)
110	272547,76	6647611,69	6920159,45
125	350418,55	4235277,79	4585696,34
160	569872,59	2582230,75	3152103,34
200	891974,49	1856208,96	2748183,45
250	1172203,01	1571881,85	2744084,86
315	2205159,16	1509161,23	3714320,39
400	3553739,65	1488233,30	5041972,95

**Figure III.4 :** Bilan total du tronçon (SP2- Rt (1051 m NGA))

Nous allons prendre un diamètre de 250 mm offrant une vitesse de 0,85 m/s.

b) Sous variante 02 : cote du réservoir tampon: 1038m**Tableau III.12.** Calcul HMT du tronçon (SP2- Rt (1038 m NGA))

D _{extérieur} (mm)	Epaisseur (mm)	D _{intérieur} (mm)	Vitesse (m/s)	Nbr de Reynolds	λ colebrook	longueur (m)	Hg (m)	Δ HT (m)	HMT (m)
110	12,3	85,4	4,40	375453,09	0,015126731	3500	160	671,81	831,81
125	14	97	3,41	330553,55	0,015250959	3500	160	358,28	518,28
160	17,9	124,2	2,08	258161,79	0,015611877	3500	160	106,57	266,57
200	22,4	155,2	1,33	206595,97	0,016058581	3500	160	35,98	195,98
250	27,9	194,2	0,85	165106,56	0,016609545	3500	160	12,13	172,13
315	35,2	244,6	0,54	131086,24	0,017271238	3500	160	3,98	163,98
400	44,7	310,6	0,33	103231,47	0,018048627	3500	160	1,26	161,26

Tableau III.13. Frais d'investissement (SP2- Rt (1038 m NGA))

D _{extérieur} (mm)	Prix de mL (DA)	longueur (m)	Annuité (%)	Frais d'ammortissement(D.A)
110	974,05	3500	8,88	302734,74
125	1 252,35	3500	8,88	389230,38
160	2 036,65	3500	8,88	632990,82
200	3 187,80	3500	8,88	990768,24
250	4 958,80	3500	8,88	1541195,04
315	7 880,95	3500	8,88	2449399,26
400	12 700,60	3500	8,88	3947346,48

Tableau III.14. Frais d'exploitation (SP2- Rt (1038 m NGA))

D _{extérieur} (mm)	HMT (m)	P (KW)	E (KWh)	Frais d'exploitation(D.A)
110	831,81	250,47	1645607,82	7109025,78
125	518,28	156,07	1025348,48	4429505,41
160	266,57	80,27	527370,00	2278238,39
200	195,98	59,01	387713,69	1674923,13
250	172,13	51,83	340536,06	1471115,77
315	163,98	49,38	324409,33	1401448,30
400	161,26	48,56	319028,34	1378202,43

Tableau III.15. Bilan de tronçon (SP2- Rt (1038 m NGA))

D _{extérieur} (mm)	Frais d'ammortissement(D.A)	Frais d'exploitation(D.A)	Bilan (D.A)
110	302734,74	7109025,78	7411760,52
125	389230,38	4429505,41	4818735,79
160	632990,82	2278238,39	2911229,21
200	990768,24	1674923,13	2665691,37
250	1541195,04	1471115,77	3012310,81
315	2449399,26	1401448,30	3850847,56
400	3947346,48	1378202,43	5325548,91

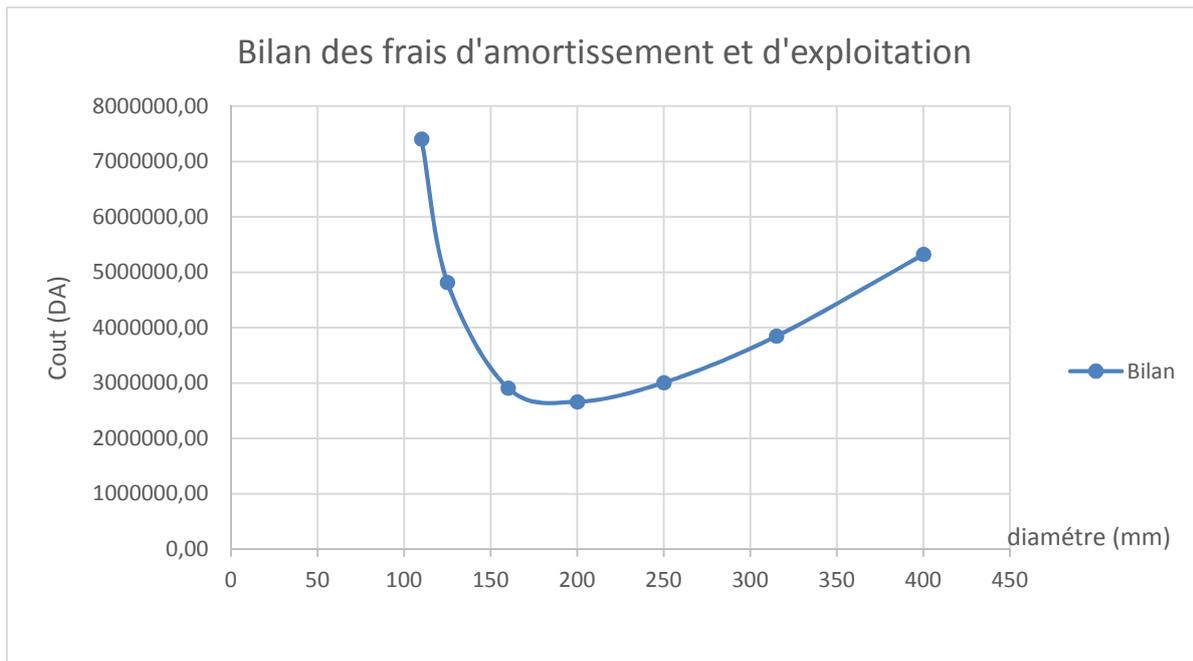


Figure III.5 : Bilan total du tronçon (SP2- Rt (1038 m NGA))

Nous allons prendre un diamètre de 200 mm offrant une vitesse de 1.33 m/s.

III.6.1. 1. 4. Réservoir tampon vers réservoir existant :

Ce tronçon relie le réservoir tampon et le réservoir existant (cote radier = 1017.00 m) sur une longueur de 1850 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 sur pressions 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.

a) Sous variante 01: cote du réservoir tampon: 1051 m

$$H_d = 1051 - 1020 = 31 \text{ m}$$

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

$$D'où \quad H = H_d$$

En appliquant la formule DARCY –WEISBECH - :

$$H = \frac{8 \times L \times Q^2}{g \times \pi^2 \times D^5} \Rightarrow D = \sqrt[5]{\frac{8 \times L \times Q^2}{g \times \pi^2 \times H}}$$

$$\text{Avec } L_e = 1850 \times 1.10 = 2035 \text{ m}$$

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

$$D = \sqrt[5]{\frac{8 \times 1 \times 0.0 \times (2.1 / 1)^2}{9.8 \times 3.1^2 \times 5}} = 0.147 \text{ m}$$

Calcul de :

$$\lambda = (1,14 - 0,86 \ln \frac{V}{D})^{-2} = (1,14 - 0,86 \ln \frac{0,0 \cdot 1^{-3}}{0,1}) = 0,01133517.$$

On fait la première iteration:

$$D = \sqrt[5]{\frac{8 \times 1 \times 0,0 \times (2 \cdot 1 / 1)^2}{9,8 \times 3,1^2 \times 5}} = \mathbf{0,131 \text{ m}}$$

Calcul de :

$$\lambda = (1,14 - 0,86 \ln \frac{V}{D})^{-2} = (1,14 - 0,86 \ln \frac{0,0 \cdot 1^{-3}}{0,1}) = 0,01157463.$$

Après 5 itérations la valeur de λ se stabilise: $\lambda = 0,01156599$ et le $D_{\text{int}} = 131 \text{ mm}$

Donc le diamètre de normalisé est de 160 mm avec PN 06.

Tableau III.16. caractéristiques de tronçon (Rt (1051 m NGA)- R_{ext})

Gamme de produit	Dexterieur (mm)	Dinterieur (mm)	Débit (m ³ /s)		L (m)	h (m)	Vitesse (m/s)
PE100 PN06	160	147.6	0.02517	0,01156599	1850	28,44	1,47

b) Sous variante 02 : cote du réservoir tampon: 1038m

$$H_d = 1038 - 1020 = 18 \text{ m}$$

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

D'où $H = H_d$

En appliquant la formule DARCY –WEISBECH - :

$$H = \frac{8 \times L \times Q^2}{g \times \pi^2 \times D^5} \Rightarrow D = \sqrt[5]{\frac{8 \times L \times Q^2}{g \times \pi^2 \times H}}$$

$$\text{Avec } L_e = 2300 \times 1,10 = 2530 \text{ m}$$

On suppose que le régime est turbulent rugueux et on donne une valeur initiale à $\lambda = 0,020$ et on calcule le premier diamètre :

$$D = \sqrt[5]{\frac{8 \times 1 \times 0,0 \times (2 \cdot 1 / 1)^2}{9,8 \times 3,1^2 \times 5}} = \mathbf{0,171 \text{ m}}$$

Calcul de :

$$\lambda = (1,14 - 0,86 \ln \frac{V}{D})^{-2} = (1,14 - 0,86 \ln \frac{0,0 \cdot 1^{-3}}{0,1}) = 0,01102559.$$

On fait la première iteration:

$$D = \sqrt[5]{\frac{8 \times 1 \times 0,0 \times (2 \cdot 1 / 1)^2}{9,8 \times 3,1^2 \times 5}} = \mathbf{0,152 \text{ m}}$$

Calcul de :

$$\lambda = (1,14 - 0,86 \ln \frac{V}{D})^{-2} = (1,14 - 0,86 \ln \frac{0,0 \cdot 1^{-3}}{0,1}) = 0,01126664.$$

Après 5 itérations la valeur de λ se stabilise: $\lambda = 0,011258059$ et le $D_{int} = 153$ mm
Donc le diamètre de normalisé est de 200 mm avec PN 06.

Tableau III.17. caractéristiques de tronçon (R_t (1038 m NGA)- R_{ext})

Gamme de produit	$D_{exterieur}$ (mm)	$D_{interieur}$ (mm)	Débit (m^3/s)		L (m)	h (m)	Vitesse (m/s)
PE100 PN06	200	184.6	0.02517	0,011258059	2300	12	0.94

Interprétation

Donc pour la première variante, la sous variante retenue est la sous variante N°01 avec un réservoir tampon de cote 1051 m , ayant des diamètres de 200 mm pour le tronçon **R-SP1** et 250 mm pour les tronçons **SP1- SP2** et **SP2- Rt** et 160 mm pour le tronçon **Rt-Rex** avec des vitesses acceptables et un bilan total **25435512,34 DA**.

III.6.1. 2. La deuxième variante :

III.6.1. 2. 1. De station de pompage n°01 vers la station de pompage n°02 :

Ce tronçon relie SP1 dont la cote est 712 m NGA avec la SP2 (cote = 825 m NGA) sur une longueur de 4454.3 m, le diamètre calculé donné par la formule de BONIN : $D_{ec} = \sqrt[3]{Q}$

donc on trouve la résultat suivant : $D_{ec} = \sqrt[3]{25.17 \times 10^{-3}} = 0.159$ 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 PE 100 PN 16.

Tableau III.20. Calcul HMT du tronçon (SP1- SP2)

$D_{exterieur}$ (mm)	Epaisseur (mm)	$D_{interieur}$ (mm)	Vitesse (m/s)	Nbr de Reynolds	λ colebrook	longueur (m)	Hg (m)	ΔHT (m)	HMT (m)
110	10	90	3,96	356263,27	0,015172537	4454,3	113	659,70	772,70
125	11,4	102,2	3,07	313734,78	0,015314443	4454,3	113	352,65	465,65
160	14,6	130,8	1,87	245135,28	0,015706006	4454,3	113	105,32	218,32
200	18,2	163,6	1,20	195988,35	0,016179437	4454,3	113	35,44	148,44
250	22,7	204,6	0,77	156714,05	0,016751108	4454,3	113	12,00	125,00
315	28,6	257,8	0,48	124374,30	0,017434455	4454,3	113	3,93	116,93
400	36,3	327,4	0,30	97934,31	0,018232124	4454,3	113	1,24	114,24

Tableau III.21. Frais d'amortissement du tronçon (SP1- SP2)

$D_{exterieur}$ (mm)	Prix de mL (DA)	longueur (m)	Annuité (%)	Frais d'amortissement(D.A)
110	807,07	4454,3	8,88	319229,95
125	1044,89	4454,3	8,88	413297,71
160	1707,75	4454,3	8,88	675486,58
200	2681,8	4454,3	8,88	1060764,11
250	4149,2	4454,3	8,88	1641182,20
315	6578	4454,3	8,88	2601874,22
400	10626	4454,3	8,88	4203027,59

Tableau III.22. Frais d'exploitation du tronçon (SP1- SP2)

D _{extérieur} (mm)	HMT (m)	P (KW)	E (KWh)	Frais d'exploitation(D.A)
110	772,70	232,67	1528671,47	6603860,77
125	465,65	140,22	921224,98	3979691,92
160	218,32	65,74	431921,87	1865902,47
200	148,44	44,70	293675,32	1268677,38
250	125,00	37,64	247285,05	1068271,41
315	116,93	35,21	231330,61	999348,23
400	114,24	34,40	226015,64	976387,56

Tableau III.23. Bilan du tronçon (SP1- SP2)

D _{extérieur} (mm)	Frais d'ammortissement	Frais d'exploitation	Bilan
110	319229,95	6603860,77	6923090,72
125	413297,71	3979691,92	4392989,63
160	675486,58	1865902,47	2541389,05
200	1060764,11	1268677,38	2329441,49
250	1641182,20	1068271,41	2709453,61
315	2601874,22	999348,23	3601222,46
400	4203027,59	976387,56	5179415,15

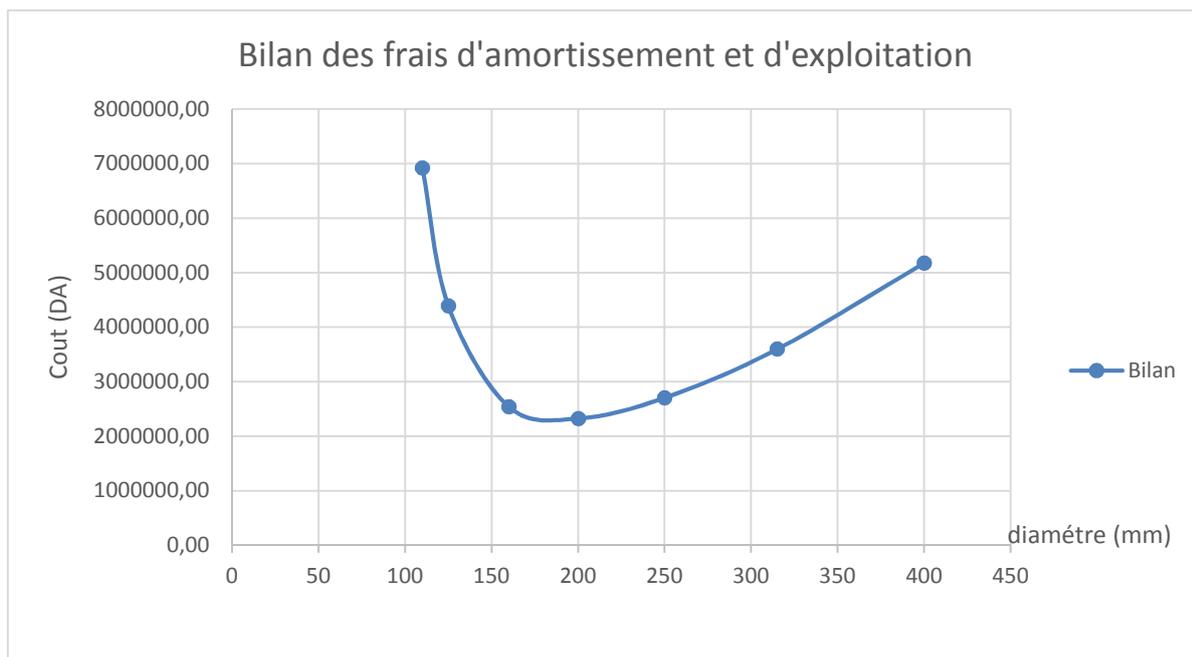


Figure III.6 : Bilan total du tronçon (SP1- SP2)

Nous allons prendre un diamètre de 200 mm offrant une vitesse de 1.2 m/s.

III.6.1. 2. 2. De station de pompage n°02 vers la station de pompage n°03 :

Ce tronçon relie SP2 dont la cote est 825 m NGA avec la SP3 (cote = 938 m NGA) sur une longueur de 3148.3 m, le diamètre calculé donné par la formule de BONIN : $Dec = \sqrt{Q}$

donc on trouve la résultat suivant : $Dec = \sqrt{25.17 \times 10^{-3}} = 0.159 \text{ m}$

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 PE 100 PN 16.

Tableau III.24. Calcul HMT du tronçon (SP2- SP3)

D _{extérieur} (mm)	Epaisseur (mm)	D _{intérieur} (mm)	Vitesse (m/s)	Nbr de Reynolds	λ colebrook	longueur (m)	Hg (m)	Δ HT (m)	HMT (m)
110	10	90	3,96	356263,27	0,015172537	3148,3	113	466,28	579,28
125	11,4	102,2	3,07	313734,78	0,015314443	3148,3	113	249,25	362,25
160	14,6	130,8	1,87	245135,28	0,015706006	3148,3	113	74,44	187,44
200	18,2	163,6	1,20	195988,35	0,016179437	3148,3	113	25,05	138,05
250	22,7	204,6	0,77	156714,05	0,016751108	3148,3	113	8,48	121,48
315	28,6	257,8	0,48	124374,30	0,017434455	3148,3	113	2,78	115,78
400	36,3	327,4	0,30	97934,31	0,018232124	3148,3	113	0,88	113,88

Tableau III.25. Frais d'amortissement du tronçon (SP2- SP3)

D _{extérieur} (mm)	Prix de mL (DA)	longueur (m)	Annuité (%)	Frais d'amortissement(D.A)
110	807,07	3148,3	8,88	225631,79
125	1044,89	3148,3	8,88	292118,89
160	1707,75	3148,3	8,88	477434,03
200	2681,8	3148,3	8,88	749748,25
250	4149,2	3148,3	8,88	1159987,86
315	6578	3148,3	8,88	1839005,15
400	10626	3148,3	8,88	2970700,62

Tableau III.26. Frais d'exploitation du tronçon (SP2- SP3)

D _{extérieur} (mm)	HMT (m)	P (KW)	E (KWh)	Prix du KWh (DA)	Frais d'exploitation(D.A)
110	579,28	174,43	1146011,21	579,28	4950768,44
125	362,25	109,08	716667,93	362,25	3096005,46
160	187,44	56,44	370828,41	187,44	1601978,71
200	138,05	41,57	273115,72	138,05	1179859,91
250	121,48	36,58	240327,07	121,48	1038212,94
315	115,78	34,86	229050,47	115,78	989498,03
400	113,88	34,29	225293,85	113,88	973269,42

Tableau III.27. Frais d'exploitation du tronçon (SP2- SP3)

D _{extérieur} (mm)	Frais d'amortissement(D.A)	Frais d'exploitation(D.A)	Bilan (D.A)
110	225631,79	4950768,44	5176400,23
125	292118,89	3096005,46	3388124,35
160	477434,03	1601978,71	2079412,74
200	749748,25	1179859,91	1929608,17
250	1159987,86	1038212,94	2198200,80
315	1839005,15	989498,03	2828503,17
400	2970700,62	973269,42	3943970,04

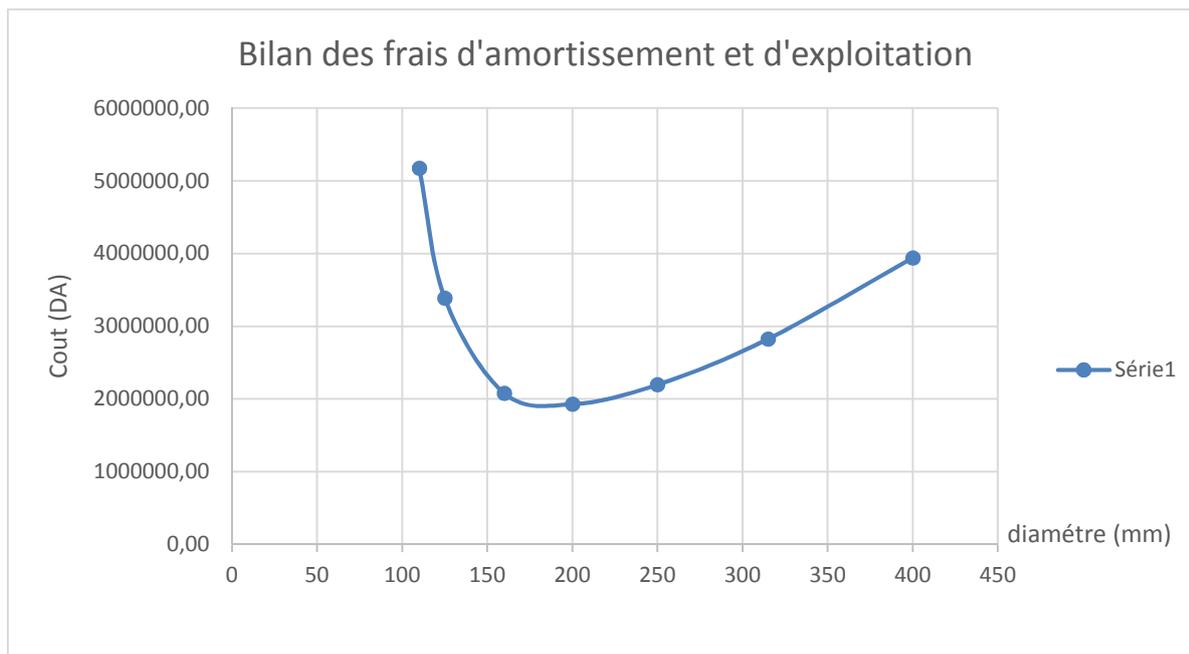


Figure III.7: Bilan total du tronçon (SP2- SP3)

Nous allons prendre un diamètre de 200 mm offrant une vitesse de 1.2 m/s.

III.6.1. 2. 3. Station de reprise n°03 vers le réservoir tampon :

Ce tronçon relie SP3 dont la cote est 938 m NGA avec le réservoir tampon sur une longueur de 2151,87 m, le diamètre calculé donné par la formule de BONIN : $D_{ec} = \sqrt{Q}$

donc on trouve la résultat suivant : $D_{ec} = \sqrt{25.17 \times 10^{-3}} = 0.159 \text{ m}$

Le coefficient de frottement interne a été calculé par approximations successives pour chaque diamètre. Les résultats obtenus sont consignés dans le tableau ci-après :III.28

a) Sous variante 01: cote du réservoir tampon: 1051 m

Tableau III.28. Calcul HMT du tronçon (SP3- Rt (1051 m NGA))

D _{extérieur} (mm)	Epaisseur (mm)	D _{intérieur} (mm)	Vitesse (m/s)	Nbr de Reynolds	λ colebrook	longueur (m)	Hg (m)	Δ HT (m)	HMT (m)
110	10	90	3,96	356263,27	0,015172537	2151,87	113	318,70	431,70
125	11,4	102,2	3,07	313734,78	0,015314443	2151,87	113	170,37	283,37
160	14,6	130,8	1,87	245135,28	0,015706006	2151,87	113	50,88	163,88
200	18,2	163,6	1,20	195988,35	0,016179437	2151,87	113	17,12	130,12
250	22,7	204,6	0,77	156714,05	0,016751108	2151,87	113	5,79	118,79
315	28,6	257,8	0,48	124374,30	0,017434455	2151,87	113	1,90	114,90
400	36,3	327,4	0,30	97934,31	0,018232124	2151,87	113	0,60	113,60

Tableau III.29. Frais d'amortissement du tronçon (SP3- Rt (1051 m NGA))

D _{extérieur} (mm)	Prix de mL (DA)	longueur (m)	Annuité (%)	Frais d'amortissement(D.A)
110	807,07	2151,87	8,88	154219,82
125	1044,89	2151,87	8,88	199663,91
160	1707,75	2151,87	8,88	326327,21
200	2681,8	2151,87	8,88	512454,58
250	4149,2	2151,87	8,88	792854,26
315	6578	2151,87	8,88	1256964,08
400	10626	2151,87	8,88	2030480,43

Tableau III.30. Frais d'exploitation du tronçon (SP3- Rt (1051 m NGA))

D _{extérieur} (mm)	HMT (m)	P (KW)	E (KWh)	Frais d'exploitation
110	431,70	129,99	854055,50	3689519,76
125	283,37	85,33	560598,42	2421785,16
160	163,88	49,35	324216,34	1400614,58
200	130,12	39,18	257429,50	1112095,45
250	118,79	35,77	235018,39	1015279,43
315	114,90	34,60	227310,81	981982,68
400	113,60	34,21	224743,15	970890,39

Tableau III.31. Bilan du tronçon (SP3- Rt (1051 m NGA))

D _{extérieur} (mm)	Frais d'ammortissement	Frais d'exploitation	Bilan
110	154219,82	3689519,76	3843739,58
125	199663,91	2421785,16	2621449,07
160	326327,21	1400614,58	1726941,80
200	512454,58	1112095,45	1624550,04
250	792854,26	1015279,43	1808133,70
315	1256964,08	981982,68	2238946,76
400	2030480,43	970890,39	3001370,82

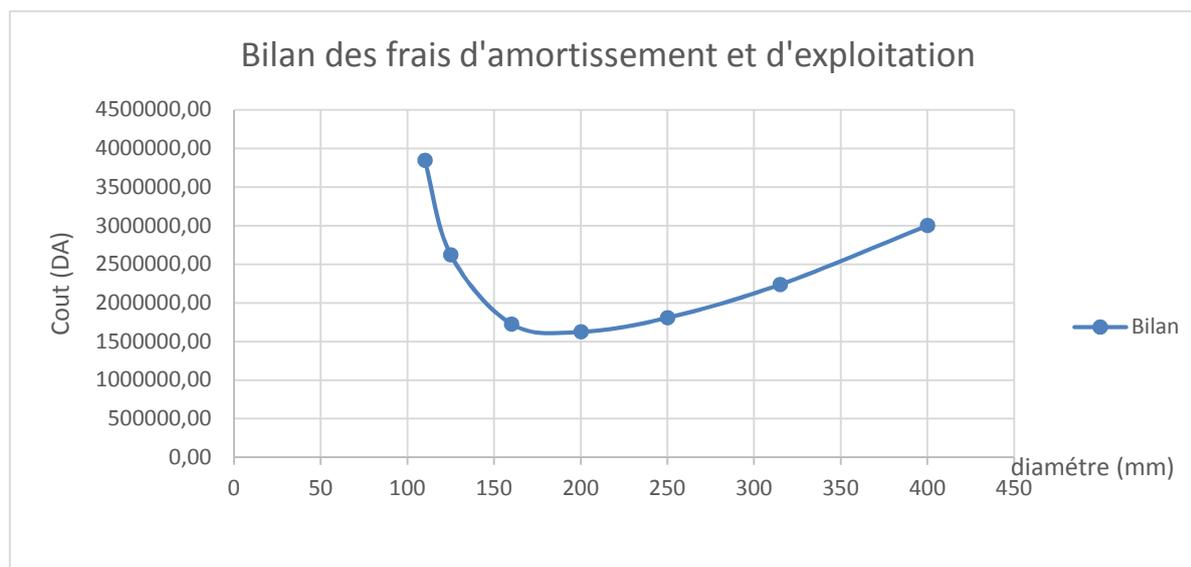


Figure III.7 : Bilan total du tronçon (SP3- Rt (1051 m NGA))

Nous allons prendre un diamètre de 200 mm offrant une vitesse de 1.2 m/s.

b) Sous variante 02: cote du réservoir tampon: 1038 m**Tableau III.32.** Calcul HMT du tronçon (SP3- Rt (1038 m NGA))

D _{extérieur} (mm)	Epaisseur (mm)	D _{intérieur} (mm)	Vitesse (m/s)	Nbr de Reynolds	λ colebrook	longueur (m)	Hg (m)	Δ H _T (m)	HMT (m)
110	10	90	3,96	356263,27	0,015172537	2580	100	382,11	482,11
125	11,4	102,2	3,07	313734,78	0,015314443	2580	100	204,26	304,26
160	14,6	130,8	1,87	245135,28	0,015706006	2580	100	61,01	161,01
200	18,2	163,6	1,20	195988,35	0,016179437	2580	100	20,53	120,53
250	22,7	204,6	0,77	156714,05	0,016751108	2580	100	6,95	106,95
315	28,6	257,8	0,48	124374,30	0,017434455	2580	100	2,28	102,28
400	36,3	327,4	0,30	97934,31	0,018232124	2580	100	0,72	100,72

Tableau III.23. Frais d'amortissement du tronçon (SP3- Rt (1038 m NGA))

D _{extérieur} (mm)	Prix de mL (DA)	longueur (m)	Annuité (%)	Frais d'amortissement(D.A)
110	807,07	2580	8,88	184902,97
125	1044,89	2580	8,88	239388,48
160	1707,75	2580	8,88	391252,36
200	2681,8	2580	8,88	614411,11
250	4149,2	2580	8,88	950598,32
315	6578	2580	8,88	1507046,11
400	10626	2580	8,88	2434459,10

Tableau III.34. Frais d'exploitation du tronçon (SP3- Rt (1038 m NGA))

D _{extérieur} (mm)	HMT (m)	P (KW)	E (KWh)	Frais d'exploitation(D.A)
110	482,11	145,17	953779,74	4120328,49
125	304,26	91,62	601937,27	2600368,99
160	161,01	48,48	318525,28	1376029,19
200	120,53	36,29	238450,72	1030107,10
250	106,95	32,20	211580,75	914028,84
315	102,28	30,80	202339,69	874107,46
400	100,72	30,33	199261,18	860808,28

Tableau III.35. Bilan du tronçon (SP3- Rt (1038 m NGA))

D _{extérieur} (mm)	Frais d'amortissement(D.A)	Frais d'exploitation(D.A)	Bilan (D.A)
110	184902,97	4120328,49	4305231,46
125	239388,48	2600368,99	2839757,47
160	391252,36	1376029,19	1767281,54
200	614411,11	1030107,10	1644518,21
250	950598,32	914028,84	1864627,16
315	1507046,11	874107,46	2381153,58
400	2434459,10	860808,28	3295267,38

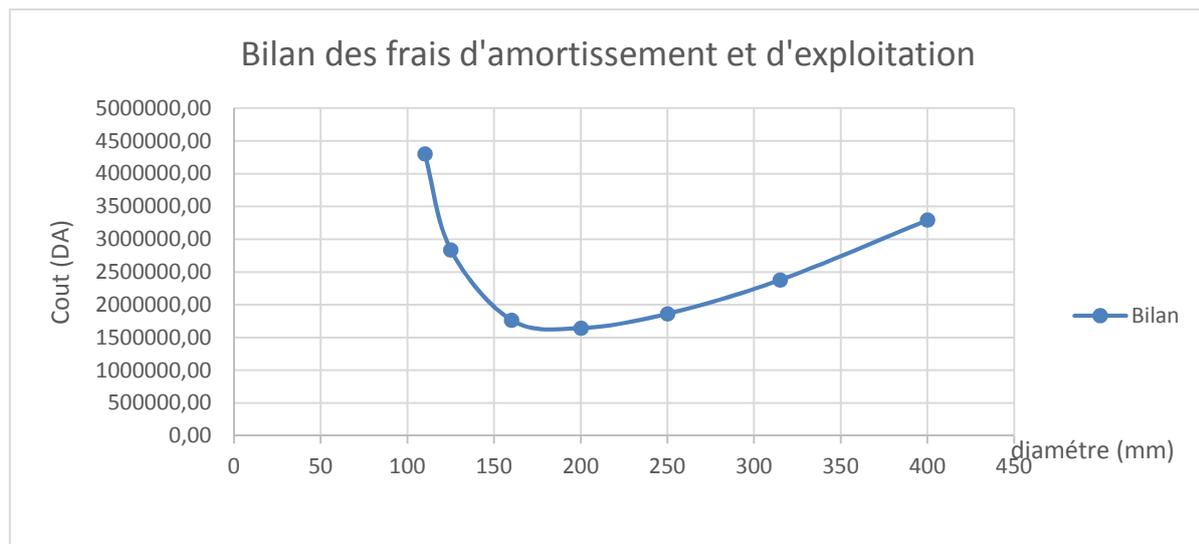


Figure III.8 : Bilan total du tronçon (SP3- Rt (1038 m NGA))

Nous allons prendre un diamètre de 200 mm offrant une vitesse de 1.2 m/s.

Interprétation

Donc pour la deuxième variante, la sous variante retenue est la sous variante N°01 avec un réservoir tampon de cote 1051 m , ayant des diamètres de 200 mm pour les tronçons **R-SP1** et **SP1- SP2** et **SP2- SP3** et **SP3-Rt** et 160 mm pour le tronçon **Rt-Rex** avec des vitesses acceptables et un bilan total **24505538,19 DA**.

III.6.2. Comparaison entre les variantes retenues

Tableau IV.36 : Comparaison entre les variantes retenues :

Variante	Bilan (DA)
Variante 01 / sous variante N°01	25435512,34
Variante 02 / sous variante N°01	24505538,19

Interprétation

La variante retenue est donc la deuxième qui comprend un tronçon gravitaire R-sp1 sur une distance de 9500 m (diamètre 200 mm) et un tronçon en refoulement à l'aide de trois station de pompage vers le réservoir tampon place à la cote 1051 m sur une distance de 9750 m (diamètre 200 mm) et un autre tronçon gravitaire Rt-Rext sur une distance de 1850 m (diamètre 160 mm)

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

a- Fonction technique

-Régulation du débit : Le réservoir est un ouvrage régulateur de débit, il permet d'adapter la production à la consommation.

-Sécurité d'approvisionnement : Le réservoir assure une fonction de sécurité d'approvisionnement dans l'éventualité d'un incident sur les équipements d'alimentation du réseau de distribution (pollution, rupture d'une canalisation, interruption de l'alimentation en énergie)

-Régulation de la pression : Le réservoir est un régulateur de pression puisque sa charge conditionne la perte de charge sur le réseau.

-Simplification de l'exploitation en permettant l'arrêt pour l'entretien ou réparation de certaines installations.

-Réacteur participant au traitement : les réservoirs disposés à l'aval immédiat d'une station de traitement en assurant un temps de contact suffisant entre l'agent désinfectant et l'eau, garantissant une désinfection adéquate de celle avant la distribution.

b- Fonction économique

-Réduction des investissements sur le réseau de distribution : Les réservoirs peuvent conduire à des économies significatives sur les investissements à réaliser sur le réseau de distribution, en réduisant le diamètre des canalisations maîtresses (réservoir d'équilibre).

-Réduction des dépenses d'énergie : Les réservoirs permettent de privilégier le pompage pendant les heures de plus faible coût de l'énergie.

IV.2. Emplacement du réservoir :

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

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

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

IV.3. 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 armé ou ordinaire

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

- Enterrées
- Semi-enterrés
- Surélève

D'après leurs formes :

- Circulaires
- Rectangulaires
- Carrés [3]

IV.4. 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.5. Equipements du réservoir [2]

Le réservoir doit être équipé :

IV.5.1. Conduite d'arrivée ou d'alimentation

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

Cette conduite peut être installée de plusieurs manières :

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

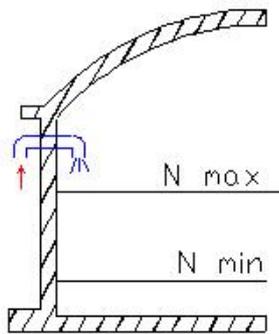


Figure IV.01 : Arrivée par surverse
(Chute libre).

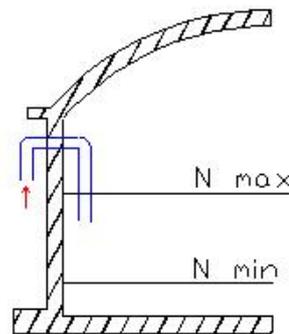


Figure IV.02 : Arrivée par sur verse
(Noyée).

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

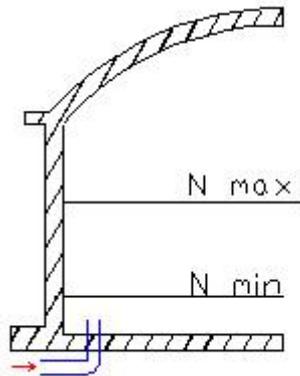


Figure IV.03 : Arrivée par dessous
(Par le fond).

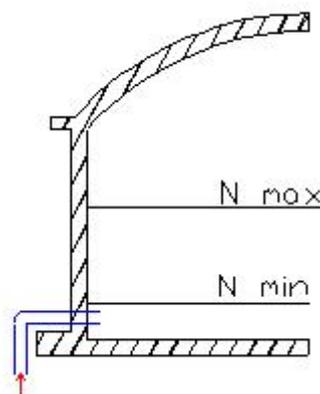


Figure IV.04 : Arrivée par dessous
(Par le bas).

Remarque

Pour notre réservoir tampon on opte pour une arrivée de la conduite par le fond car elle permet le renouvellement de la réserve d'incendie par mélange en créant des perturbations et un écoulement en rouleau et évite l'entartrage de notre réseau.

La conduite d'arrivée doit toujours être à l'opposé de la conduite de départ pour provoquer le brassage et permettre le renouvellement d'eau par mélange en créant des perturbations et un écoulement par rouleaux.

IV.5.2. Conduite de départ ou de distribution

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

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

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

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

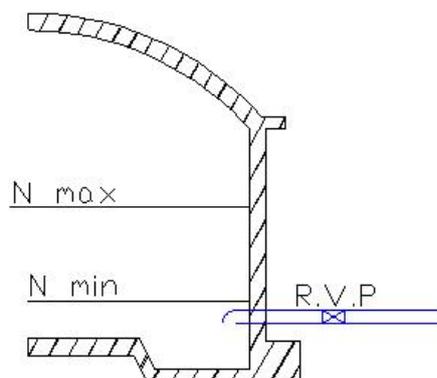


Figure IV.5. Conduite de départ

IV.5.3. Conduite de trop-plein

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

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

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

IV.5.4. Conduite de vidange

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

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

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

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

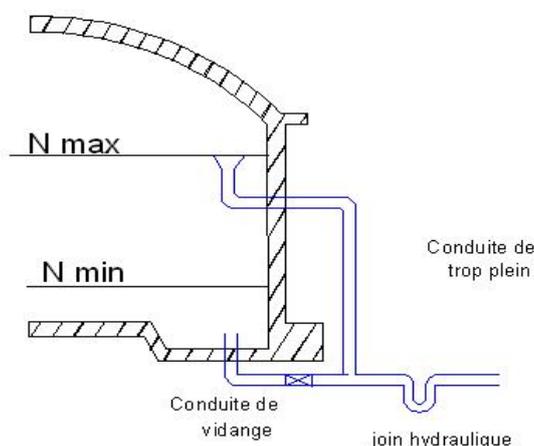


Figure IV.06: Conduite de vidange et de trop plein.

IV.5.5. Conduite by-pass

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

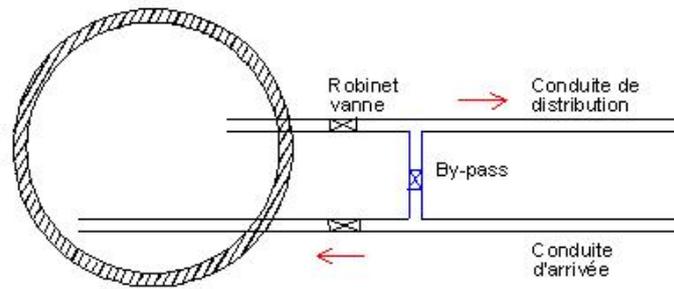


Figure IV.7 : conduite by-pass

IV.5.6. Matérialisation de la réserve d'incendie

Quand la surveillance du plan d'eau dans le réservoir ne peut être assurée par du personnel à demeure, ce qui est le cas pour les installations automatiques, il importe que des dispositions soient prises en vue d'éviter dans le cas d'un soutirage intensif que la réserve d'incendie ne puisse passer dans la distribution. Nous distinguons deux types de systèmes : le système à deux prises et le système à siphon.

Dans le système à deux prises on remarque une tranche d'eau morte qui ne se renouvelle pas contrairement au système à siphon qui se désamorçe grâce à un évent ouvert à l'air libre et la réserve ne serait pas entamée en cas de sinistre.

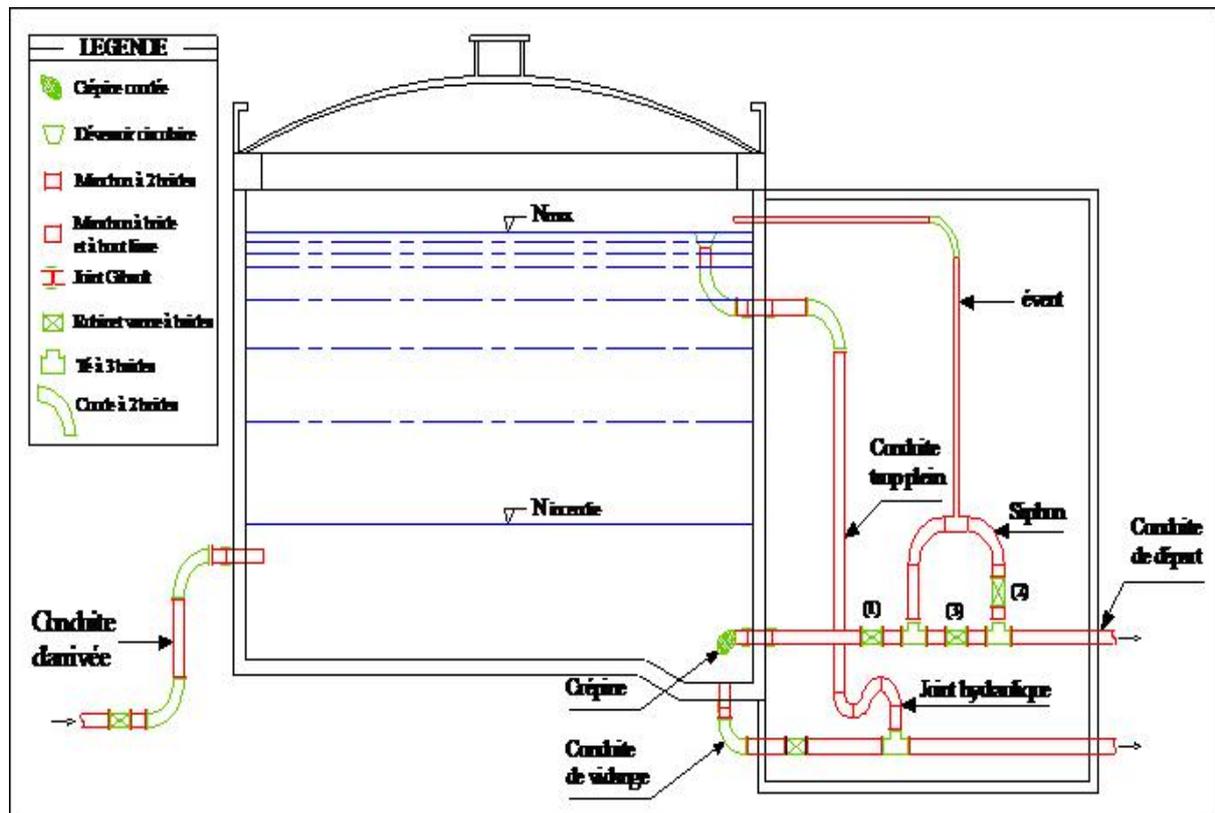


Figure IV.8. Coupe transversale d'un réservoir semi-enterré

IV.6. Traversée des conduites dans les parois du réservoir :

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

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

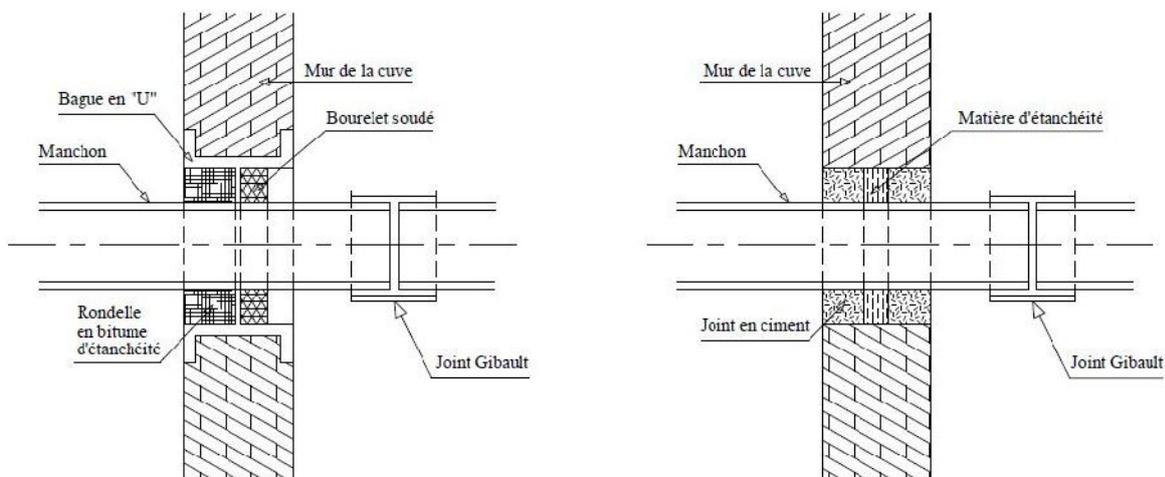


Figure IV.9. Traversée des conduites (manchon à bout lisse)

2eme cas : La traversée peut être réalisée également par des gaines en fonte comportant des cannelures. La gaine comporte un rétrécissement où vient s'insérer la rondelle en caoutchouc d'étanchéité, celle-ci est coincée grâce à un écrou vissé ou clavette

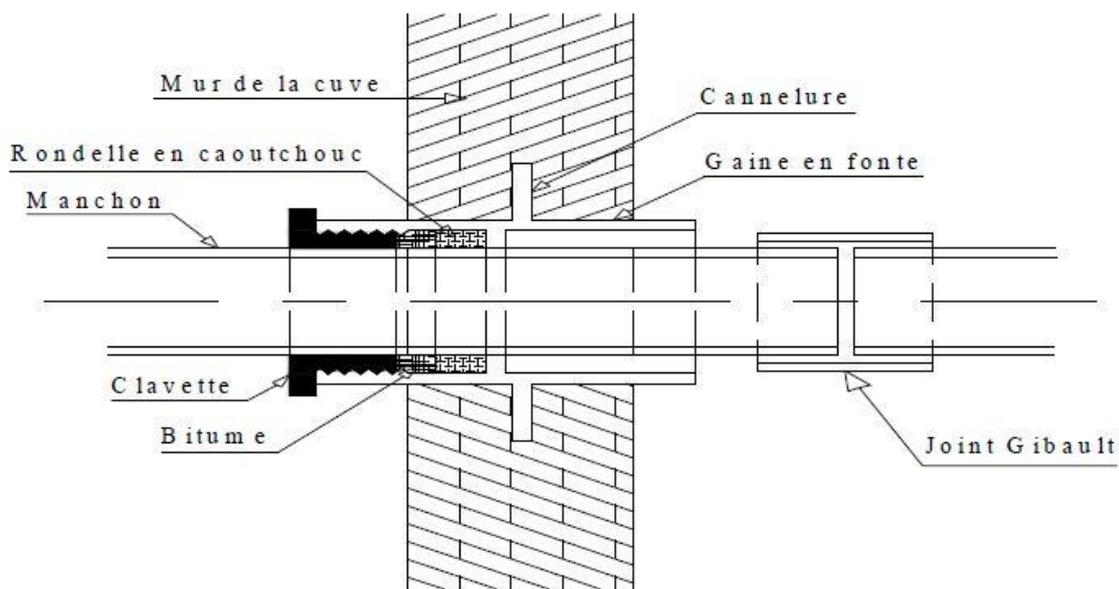


Figure IV.10. Traversée des conduites (Gaine en fonte)

IV.7. Détermination du volume des réservoirs d'alimentation

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

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

La méthode analytique.

La méthode graphique.

IV.7.1. 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 :

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

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.7.2. 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 :

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

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

IV.8. Dimensionnement du réservoir

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

IV.8.1. 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 IV.1. Evaluation du volume résiduel du réservoir d'EL MELAAB

Heur	Cons (%)	Ref (%)	Surplus	Déficit	Reste dans le réservoir	
0-1	1	5,56	4,56		-19,39	15,22
01--02	1	5,56	4,56		-14,83	19,78
02--03	1	5,56	4,56		-10,28	24,33
03--04	1	5,56	4,56		-5,72	28,89
04--05	2	5,56	3,56		-2,17	32,44
05--06	3	5,56	2,56		0,39	35,00
06--07	5	5,56	0,56		0,94	35,56
07--08	6,5	5,56		0,94	0	34,61
08--09	6,5	5,56		0,94	-0,94	33,67
09--10	5,5	5,56	0,06		-0,89	33,72
10--11	4,5	5,56	1,06		0,17	34,78
11--12	5,5	5,56	0,06		0,22	34,83
12--13	7	5,56		1,44	-1,22	33,39
13-14	7	5,56		1,44	-2,67	31,94
14-15	5,5	5,56	0,06		-2,61	32,00
15-16	4,5	0		4,50	-7,11	27,50
16-17	5	0		5,00	-12,11	22,50
17-18	6,5	0		6,50	-18,61	16,00
18-19	6,5	0		6,50	-25,11	9,50
19-20	5	0		5,00	-30,11	4,50
20-21	4,5	0		4,50	-34,61	0
21-22	3	5,56	2,56		-32,06	2,56
22-23	2	5,56	3,56		-28,50	6,11
23-24	1	5,56	4,56		-23,94	10,67

Calcul de la capacité du réservoir d'EL MELAAB :

Le volume résiduel sera : $V_r = \frac{35.56 * 1630.79}{100} = 579.91 \text{m}^3$

La capacité totale sera : $V_t = 579.91 + 120 = 699.91 \text{m}^3$

La capacité normalisée sera : $V_n = 750 \text{ m}^3$.

Remarque :

La capacité du réservoir existant est suffisante pour satisfaire les besoins de la ville à l'horizon de calcul.

IV.8.2. 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.8.2.1. 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 : $V_t = V_r + V_{inc}$ (m³)

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 totale 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 0.5 h donc le volume résiduel du réservoir sera :

$$V_r = \frac{Q_0 T}{2} = \frac{2.1 \times 10^{-3} \times 3 \times 0.5}{2} = 22.65 \text{ m}^3$$

On préconise un volume de 120 m³ comme réserve d'incendie.

Donc le volume total sera :

$$V_t = 22.65 + 120 = 144.65 \text{ m}^3$$

On le normalise à un volume de 150 m³

IV.8.2.2. 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 importante 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

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

Avec :

V_n : capacité normalisée du réservoir (m³)

D : diamètre de la cuve (m)

h : hauteur optimale d'eau (m), on propose un hauteur de 3 m

On trouve un diamètre de 8 m

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

On calcule la hauteur d'eau moyennant la formule

$$h = \frac{4 \cdot V}{\pi \cdot D_n^2}$$

On trouve un hauteur de 2.98 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 IV.2. Dimensions du réservoir tampon

Reservoir	Volume (m ³)	h (m)	S (m ²)	D (m)	H (m)
Tampon	150	3.00	50.00	8.00	3.5

IV.8.3. Dimensionnement de la bêche de reprises de la station de pompage(SP)

La bêche 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 bêche de reprise est déterminé selon la formule suivante :

$$V_{\text{bêche}} = \frac{Q_{\text{max j}} * t}{18}$$

Avec :

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

T: le temps de fonctionnement de la station de pompage (T = 18 h)

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

IV.8.3.1. Bêche de la station de pompage (SP1) :

La station de pompage (SP1) se situe à 9500 m de réservoir (2 x 3000) m³. La bêche de reprise elle-même est alimentée par une conduite gravitaire. Le débit entrant à la station de pompage (SP1) est de 25.17 l/s.

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

$$V_{\text{bêche}} = \frac{Q_{\text{max j}} * t}{2} = \frac{1630.79}{18} \times \frac{1}{4} = 22.65 \text{ m}^3$$

En choisi un volume normalise de 27 m³.

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

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

Bêche de reprise	Volume (m3)	L(m)	h (m)	l (m)	S (m ²)
SP 1	27	3	3	3	9
SP 2	27	3	3	3	9
SP 3	27	3	3	3	9

IV.9. Hygiène et sécurité des réservoirs

- 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.2.1. Les pompes centrifuges

Elles sont munies d'une turbine ou rotor, immergé dans le liquide. Le liquide pénètre dans la pompe par un orifice situé à proximité de l'axe du rotor. Ce dernier, chasse le liquide sous haute pression vers les extrémités des aubes fixes. Le rotor donne une vitesse relativement importante au liquide. Cette énergie cinétique est convertie en force de pression dans la partie fixe de la pompe ou diffuseur. Dans les pompes à haute pression, de nombreux rotors peuvent être montés en séries. Le rotor doit être amorcé avant de pouvoir fonctionner : il doit être rempli de liquide lorsque la pompe est lancée. Nous pouvons réaliser cela en plaçant un clapet de retenue dans le tuyau d'aspiration. Ce clapet retient le liquide dans la pompe lorsque le rotor est à l'arrêt. S'il n'y a pas de clapet, la pompe doit être amorcée par un apport extérieur du liquide, par décharge à partir d'un réservoir. Une pompe centrifuge est souvent munie d'une valve placée dans le tuyau d'évacuation pour contrôler le débit et la pression.

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

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

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

V.3.1. Pompe installée en charge

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

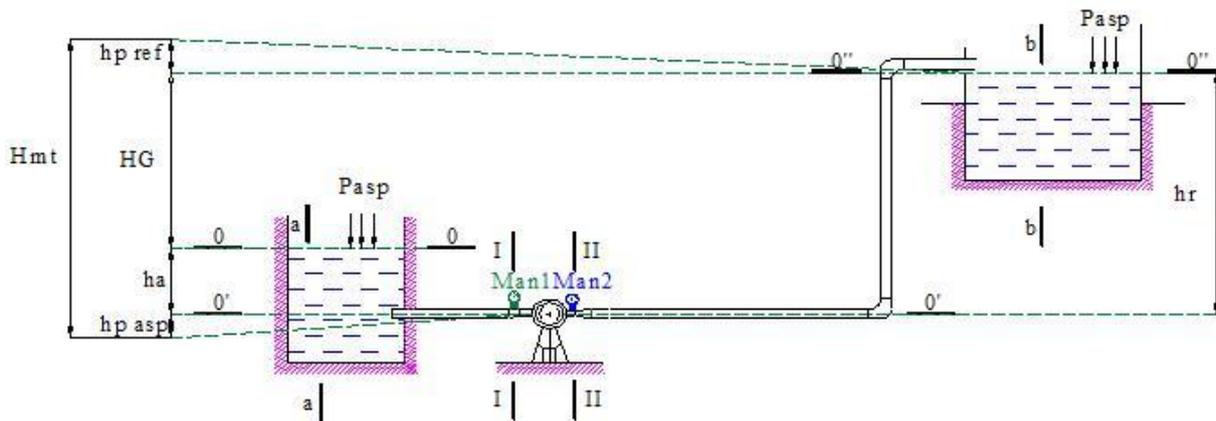


Figure V.1: Schéma d'une pompe centrifuge installée en charge

V.3.2. Pompe installée en aspiration

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

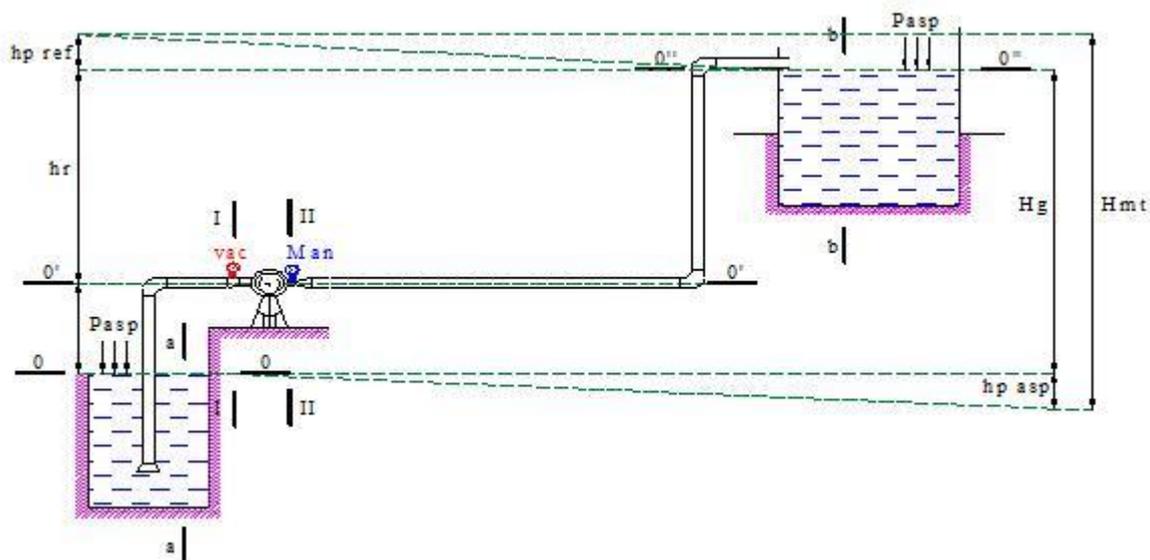


Figure V.2: Schéma d'une pompe centrifuge installée en aspiration

V.4. Choix du type de 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.
 - Utiliser les moyens de dérivation des eaux pluviales (drainage).
 - Prévoir la verdure autour de la station de pompage pour l'environnement.

V.7. Couplage des pompes

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

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

V.7.1. Couplage en parallèle

Dans ce cas :

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

V.7.2. Couplage en série

Dans ce cas :

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

V.8. Courbes caractéristiques des pompes

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

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 :

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

Avec :

: Coefficient de perte de charge.

L: Longueur de la conduite (m).

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

D: Diamètre de la conduite (m).

V.10. 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 [Hc-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.

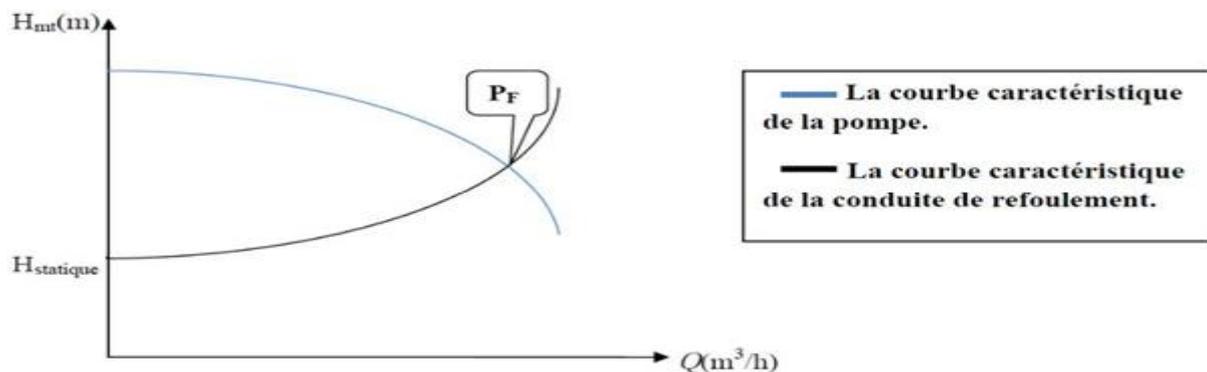


Figure V.3 : Graphe représentatif de la détermination de point de fonctionnement

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 :

$$\eta_{a'v} = \eta_a * \frac{H_a}{H_a + h_v} \dots \dots \dots (V.4)$$

Avec :

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

η_a : Rendement de l'installation avant le vannage (%)

H_a : hauteur manométrique appelée (m)

h_v : différence entre la hauteur H_c et la hauteur appelée

$$h_v = H_c - H_a \dots \dots \dots (V.5)$$

Avec :

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 :

$$t' = \frac{Q_a}{Q} t \dots \dots \dots (V.6)$$

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. Cavitation

La cavitation est la vaporisation du liquide contenu dans la pompe quand il est soumis à une pression inférieure à la tension de vapeur correspondant à sa température.

Ce phénomène se produit à l'orifice d'aspiration de la pompe ; des bulles apparaissent dans les zones où la pression est la plus faible (entrée des aubes de roue des pompes centrifuges) : elles sont transportées dans les zones de pressions plus fortes où se produit leur condensation. Des implosions se produisent alors à des fréquences élevées et créent des surpressions locales très élevées (jusqu'à des centaines de bars).

La cavitation est un phénomène à éviter absolument, car il entraîne de graves conséquences:

- Erosions du matériau pouvant aller jusqu'au perçage des aubes des turbines des pompes centrifuges.
- Augmentation du bruit et des vibrations générées par la pompe.
- Chutes des performances des pompes avec diminution importante de la hauteur manométrique totale, du débit et du rendement.

Le critère qui sert à définir la pression nécessaire à l'aspiration pour obtenir un bon fonctionnement de la pompe, c'est à dire pour maintenir en tout point du fluide une pression supérieure à la pression de vapeur saturante, est le «NPSH » sigle de l'abréviation anglo-saxonne de « Net Positive Section Head ». Cette caractéristique, donnée par le constructeur est qualifiée de « NPSH requis », tient compte en particulier de la chute de pression que subit le fluide lors de son accélération à l'entrée de la roue. La pompe ne fonctionnera correctement que si la pression totale à l'entrée PA est supérieure à la somme $p^{\circ} + \text{NPSH requis}$. Nous appelons « NPSH disponible » la différence entre la pression

totale à l'entrée et la pression de vapeur saturante. Il faut donc respecter la condition :

$$\text{NPSH disponible} > \text{NPSH requis}$$

Pour cela il faut :

- Préférer si possible les montages de pompes en charge.
- Eviter de transporter des liquides à des températures trop élevées.
- Eviter une alimentation à partir d'un réservoir sous pression réduite.
- Diminuer les pertes de charge du circuit d'aspiration.

Si ces conseils ne peuvent être appliqués en raison des exigences du procédé, il ne reste plus qu'à trouver une pompe dont les caractéristiques montrent des valeurs de N.P.S.H requis suffisamment faibles.

V.13. Calage des pompes Centrifuges

V.13.1. 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 donné par :

$$h_a^{ac} = (NPSH)_d = P_a - T_v + h_a^{ac} - \frac{v_a^2}{2 * g} - \Delta h_a \dots\dots\dots(V.7)$$

$$\Delta h_a = \Delta h_a^{li} + \Delta h_a^{si} \dots\dots\dots(V.8)$$

$$\Delta h_a = (1,10 - 1,15) * \Delta h_a^{li} \dots\dots\dots(V.9)$$

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

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

On prend : r = 0,3 m.

Donc:

$$h_a^{ac} = (NPSH)_r + r - P_a + T_v + \frac{v_a^2}{2 * g} + \Delta h_a \dots\dots\dots(V.11)$$

Avec :

P_{atm} : pression atmosphérique ;

$$P_a = 10,33 - 0,00139 * H \dots\dots\dots(V.12)$$

Avec :

H : altitude de la station

P_v : Tension de vapeur saturée ;

h_a^{ac} : Hauteur d'aspiration admissible ;

V_a : vitesse d'aspiration ;

Δh_a : La somme des pertes de charges ;

$$\nabla_a = \nabla_m - h_a^{at} + r \dots \dots \dots (V.13)$$

Avec :

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

∇_m : Niveau minimal du plan d'eau d'aspiration (mNGA)

$$\nabla_m = C_p - h + h_{it} \dots \dots \dots (V.14)$$

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.13.2. Installation en aspiration

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

$$h_a^{at} = -(N \quad)_r - r + P_a - T_v - \frac{V_a^2}{2 \cdot g} - \Delta h_a \dots \dots \dots (V.15)$$

$$\nabla_a = \nabla_m + h_a^{at} - r \dots \dots \dots (V.16)$$

V.14. Moteur d'entraînement

V.14.1. 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.14.2. 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.14.3. Vitesse de rotation du moteur

La vitesse de rotation du moteur est donnée comme suit :

$$N_{\text{moteur}} = N_{\text{pompe}} (+/-) 200 \text{ tr/mn} \dots \dots \dots (V.17)$$

V.15. Application à l'adduction de la ville d'EL MELAAB

V.15.1. 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 25.17 l/s et une hmt de 148.44 m.

On note le nombre, le type et les caractéristiques des pompes dans le tableau V.1 :

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

n	Type de pompe	Q Total (l/s)	HMT (m)	(%)	Vitesse (tr/min)	P _{abs} (Kw)	(NPSH) _r (m)	Nbr d'étage
1	PM 100 / 2D	25.2	148.5	70.4	3360	75	3.51	2
1	PM 80 / 4E	25.2	148.5	72.8	3440	55	4.22	4
1	PM 125 / 4B	25.2	148.5	61.9	1760	75	1.87	4
1	PM 65 / 3A	25.2	148.5	66	3580	55	7.45	3
1	PM 150 / 3A	25.2	148.5	33.8	1800	132	1.66	3

Pour cette station de pompage nous allons prendre une PM 100 / 2D et ce parce qu'elle présente les meilleurs caractéristiques en ce qui concerne le nombre d'étage, la vitesse de rotation et la puissance absorbée.

Remarque

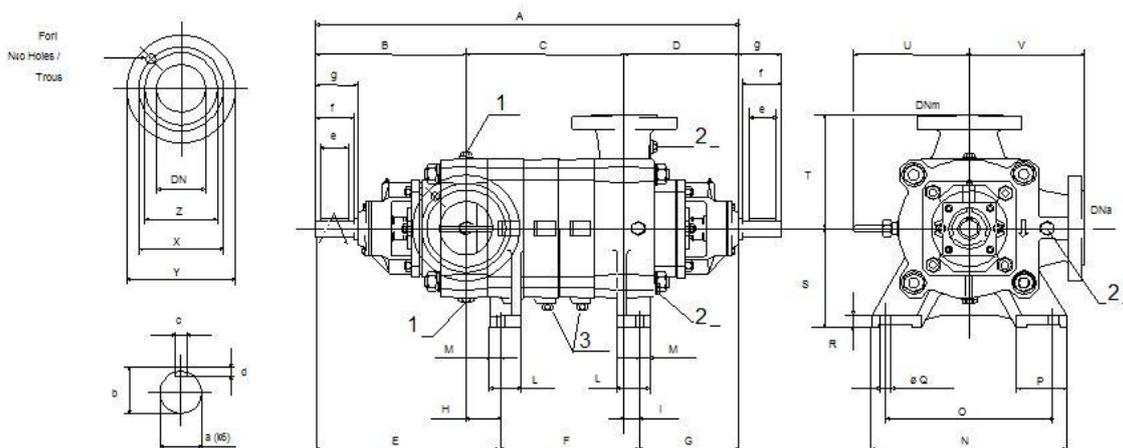
On opte pour un nombre de pompe d'une (01) en plus un (01) pompe de secours. Ces deux (02) pompes sont identiques de type **PM 100 / 2D**

V.15.1.1. Description de la pompe

- Centrifuge multicellulaire pour hautes pressions à axe horizontal.
- Roues, diffuseurs et corps d'aspiration : en fonte.
- Corps de refoulement et corps d'étage : en fonte
- Corps de refoulement avec pieds de support et orifice de refoulement tourné vers le haut.
- Corps d'aspiration à bouche orientable.
- Arbre en acier inoxydable entièrement protégé par une douille en acier inoxydable.
- Double palier.
- Garniture : à tresse, réglable à faible coefficient de frottement.

Tableau V.2 : Caractéristiques de la pompe choisi pour SP1

Données techniques	Caractéristiques
Q	25,17 l/s
H	148.5 m
n. poles	2
Fréquence	60 Hz
Monophasé / Triphasé	3~
Puissance moteur P2	75 kW
Tension	460 V
Diamètre refoulement	DN 100
Raccord d'aspiration	DN125



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

Figure V.4 : Schéma et dimensions de la pompe PM 100 / 2D

V.15.1.2. Courbes caractéristiques de la pompe

Les courbes caractéristiques de la pompe : [H-Q], [P_{abs}-Q], [P_p-Q], [(NPSH)_r-Q] Sont retirées à partir de logiciel de CAPRARI et sont Représentées par la figure (V.5)

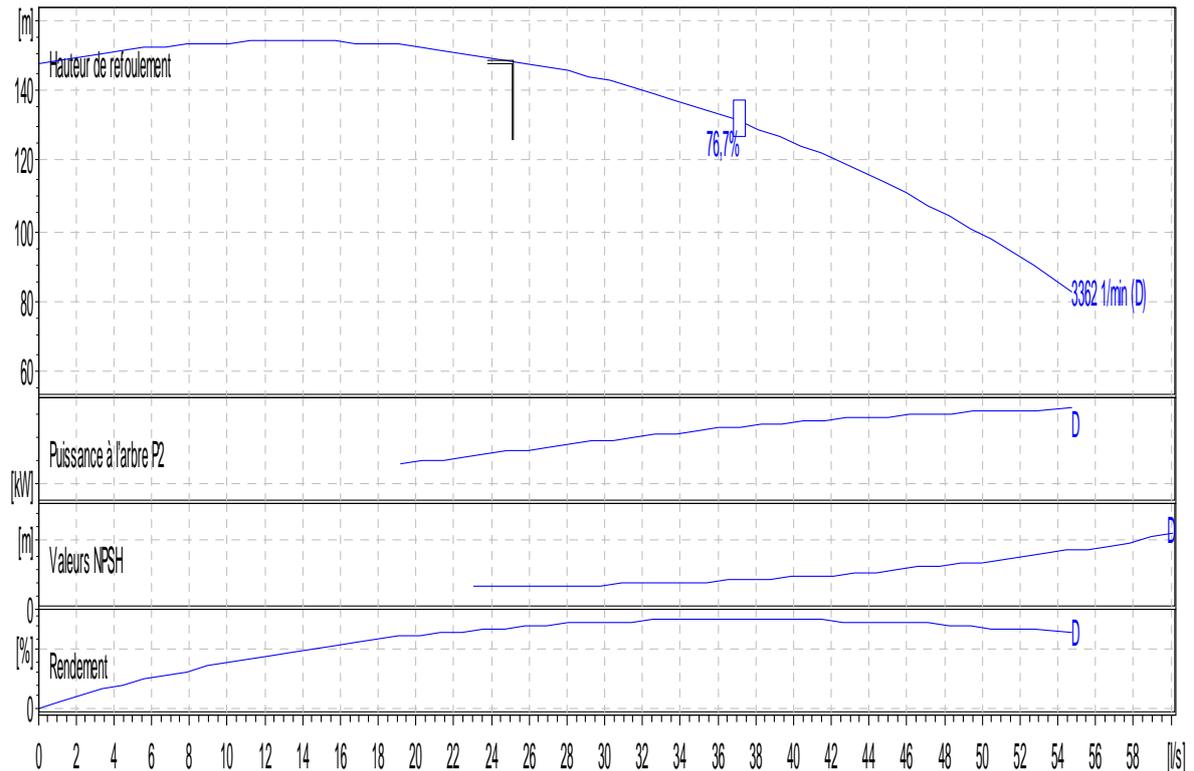


Figure V.5. Les courbes caractéristiques de la pompe

V.15.1.3. Courbe caractéristique de la conduite

Tableau V.3. 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	113	4454,3	200	0,016405275	0,00	0,00	113,00
2	5	113	4454,3	200	0,016405275	1,48	1,63	114,63
3	10	113	4454,3	200	0,016405275	5,93	6,52	119,52
4	15	113	4454,3	200	0,016405275	13,34	14,68	127,68
5	20	113	4454,3	200	0,016405275	23,72	26,09	136,90
6	25	113	4454,3	200	0,016405275	37,07	40,77	149,00
7	30	113	4454,3	200	0,016405275	53,38	58,71	171,71

La courbe caractéristique de la conduite de refoulement et le point de fonctionnement de la pompe sont donnés sur la (figure V.6)

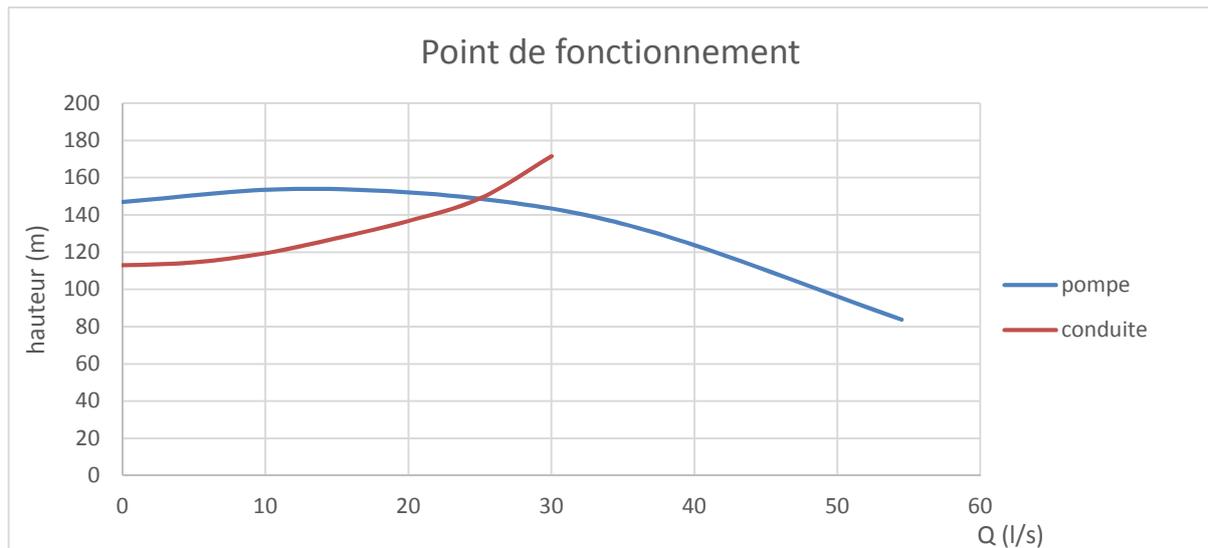


Figure V.6.point de fonctionnement de pompe

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

$$\begin{cases} Q_B = 2 \cdot 1 \text{ m}^3/\text{h} & Q_a = 2 \cdot 1 \text{ m}^3/\text{h} \\ H_B = 1 \cdot 4 \text{ m} & H_a = 1 \cdot 5 \text{ m} \end{cases}$$

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.15.1.4. Dimensionnement des équipements des pompes

V.15.1.4.1. Conduite d'aspiration

La conduite d'aspiration doit être placée sur une butée.

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

$$D_a = (1,2-1,5) d_a \dots \dots \dots (V.18)$$

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

Nous prendrons 1.5 comme facteur de multiplication ce qui donne :

$$D_a = 1,5 * 125 = 187.5 \text{ mm.}$$

Le diamètre normalisé sera égal à 200mm.

a) Vérification de la vitesse

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

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

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

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

$$V_{asp} = \frac{Q}{S} = \frac{4Q}{\pi D^2} = \frac{4 \times 0,0}{\pi \times 0,2^2} = 0,8 \text{ m/s}$$

La condition de la vitesse d'écoulement est vérifiée.

b) vérification de la condition de non cavitation :

Nous avons :

$$h_a^{ac} = -(N_p)_{r-r} + P_a - T_v - \frac{V_a^2}{2g} - h_a$$

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

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

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

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

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

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

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

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

Avec :

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

D : diamètre de la conduite d'aspiration(m), D=200mm

Q : débit refoulé (m³/s)

Nous avons une charge nette d'aspiration (NPSH)_r de 3.51 m. La station de pompage 1 sera implanté a la cote 712 m ce qui donne une pression atmosphérique de :

$$P_{atm} = 10,33 - 0,00139 \times H = 10,33 - 0,00139 \times 712$$

$$P_{atm} = 9.34 \text{ mce}$$

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

$$h_a^{li} = \frac{8 \times L \times Q^2}{g \times \pi^2 \times D^5} \quad h_a^{li} = 0,027 \text{ m.}$$

$$h_{asp} = 1,1 \times 0,027 = 0,0297 \text{ m.}$$

$$h_a^{at} = 9.34 - 0.216 - 0,0297 - \frac{0.8^2}{2 \times 9.8} - 3.51 - 0.5 \quad h_a^{at} = 5.05 \text{ m ;}$$

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

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

$$(NPSH)_d = 9.34 - 0.216 - 0,0297 - \frac{0.8^2}{2 \times 9.8} - 5.05 = 4.01$$

Notre pompe est loin du risque de cavitation.

V.15.1.5. Calage de la pompe

Le calage de la pompe est de déterminer la cote 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 :

$$a = m + h_a^{at} - r$$

$$m = C_p - h + h_{i1}$$

Le niveau minimum du plan d'aspiration :

$$m = 712 - 3 + 0.3 \quad m = 709.3 \text{ m}$$

La cote de l'axe de la pompe :

$$a = 709.3 + 5.036 - 0,3 \quad a = 714.04 \text{ m}$$

Donc, la pompe doit être calée à une cote de 714.04 m. pour éviter la cavitation.

V.15.1.6. Choix du moteur électrique

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

V.15.1.6.1. Caractéristiques du moteur

- Fréquence : 60 Hz
- Tension nominale : 460V
- vitesse nominale : 3500 tr/min
- Nombre de pôles : 2
- Puissance nominal : 75 Kw
- Courent nominal : -A
- Type de moteur : 3~

V.15.2. Pour la station SP2

Nous devons avoir un system de pompage pour assurer un débit de 25.17 l/s et une hmt de 138.05 m.

On note le nombre, le type et les caractéristiques des pompes dans le tableau V.5 :

Tableau V.5.Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre

n	Type de pompe	Q Total (l/s)	HMT (m)	(%)	Vitesse (tr/min)	P _{abs} (Kw)	(NPSH) _r (m)	Nbr d'étage
1	PM 100 / 2E	25.2	138	69.2	3500	75	3.76	2
1	PM 80 / 2A	25.2	138	74.2	3370	55	4.2	2
1	PM 125 / 3A	25.2	138	58.7	1820	75	2.01	3
1	PM 65 / 3A	25.2	138	64.9	3500	55	7.58	3
1	PM 150 / 3A	25.2	138	34.9	1740	110	1.62	3

Pour cette station de pompage nous allons prendre une PM 100 / 2 E et ce parce qu'elle présente les meilleurs 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 (01) en plus un (01) pompe de secours. Ces deux (02) pompes sont identiques de type **PM 100 / 2E**

V.15.2.1. Description de la pompe

- Centrifuge multicellulaire pour hautes pressions à axe horizontal.
- Roues, diffuseurs et corps d'aspiration : en fonte.
- Corps de refoulement et corps d'étage : en fonte
- Corps de refoulement avec pieds de support et orifice de refoulement tourné vers le haut.

- Corps d'aspiration à bouche orientable.
- Arbre en acier inoxydable entièrement protégé par une douille en acier inoxydable.
- Double palier.
- Garniture : à tresse, réglable à faible coefficient de frottement.

Tableau V.6 : Caractéristiques de la pompe choisi pour SP2

Données techniques	Caractéristiques
Q	25,17 l/s
H	138 m
n. poles	2
Fréquence	60 Hz
Monophasé / Triphasé	3~
Puissance moteur P2	75 kW
Tension	460 V
Diamètre refoulement	DN 100
Raccord d'aspiration	DN125

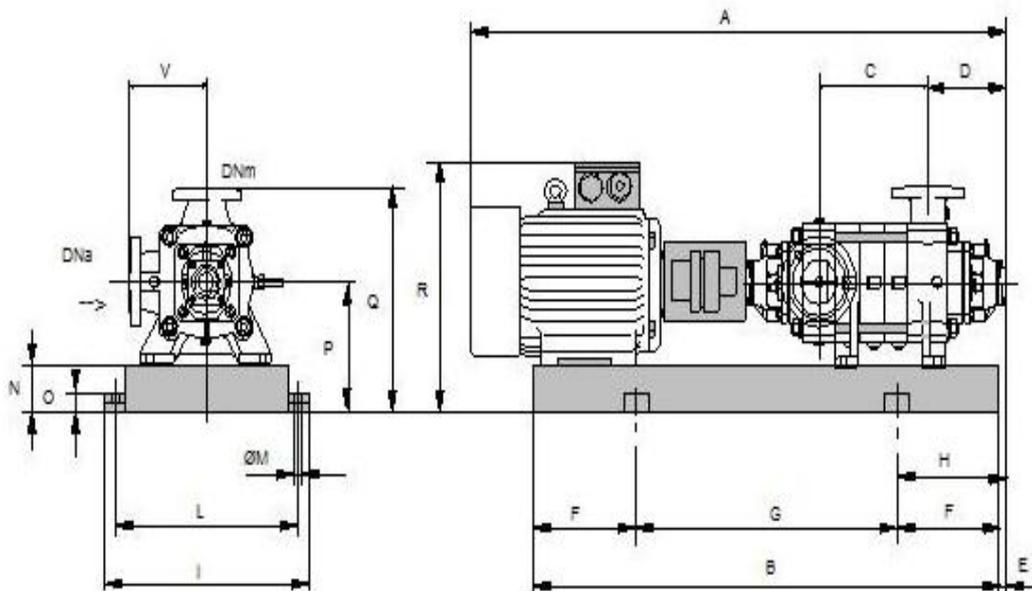


Figure V.7 : Schéma de la pompe PM 100 / 2E

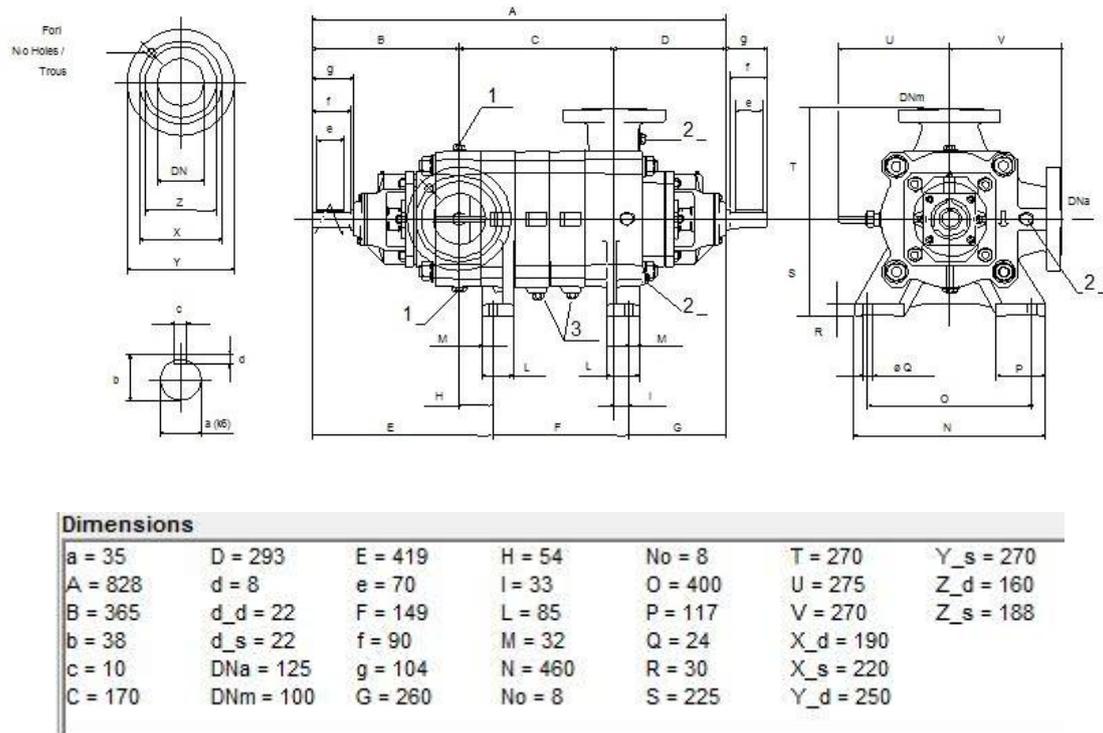


Figure V.8 : Schéma et dimensions de la pompe PM 100 / 2E

V.15.2.2. Courbes caractéristiques de la pompe

Les courbes caractéristiques de la pompe : [H-Q], [P_{abs}-Q], [P_p-Q], [(NPSH)_r-Q]
 Sont retirées à partir de logiciel de CAPRARI et sont Représentées par la figure (V.9)

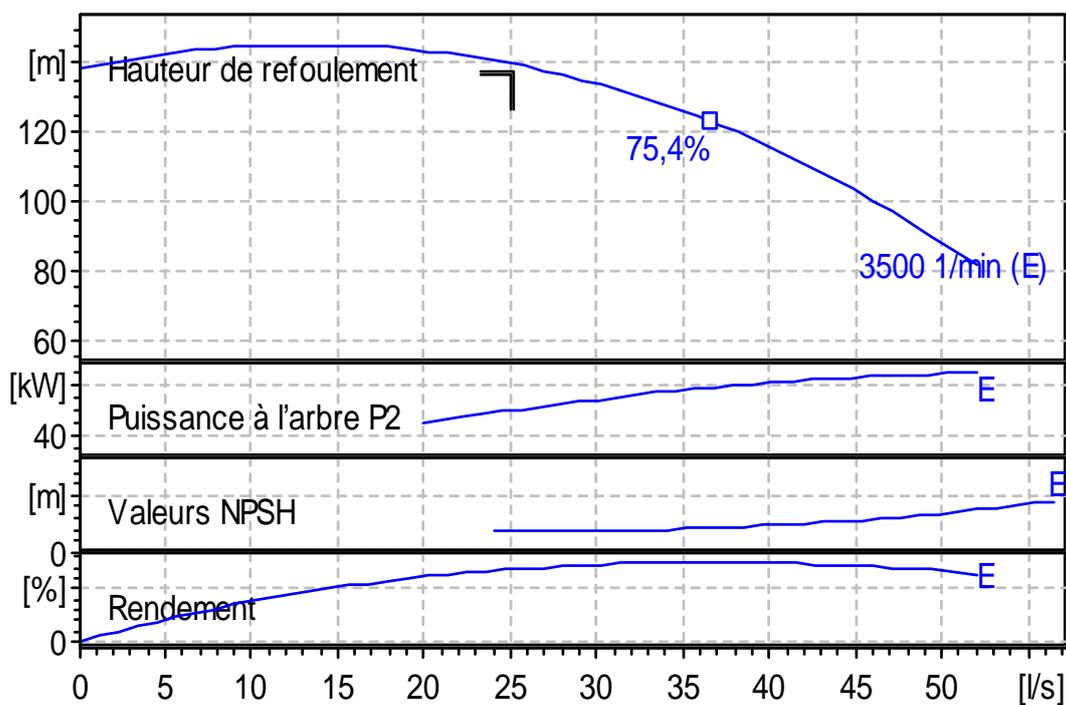


Figure V.9. Les courbes caractéristiques de la pompe

V.15.2.3. Courbe caractéristique de la conduite

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

N°	Q (m ³ /h)	Hg (m)	L _{ref} (m)	D _{ec} (mm)	λ	$\Delta h_{p_{lin}}$ (m)	Δh_t (m)	H _c (m)
1	0	113	3148.3	200	0,016405275	0,00	0,00	113,00
2	5	113	3148.3	200	0,016405275	1,05	1,15	114,15
3	10	113	3148.3	200	0,016405275	4,19	4,61	117,61
4	15	113	3148.3	200	0,016405275	9,43	10,37	123,37
5	20	113	3148.3	200	0,016405275	16,77	18,44	129,70
6	25	113	3148.3	200	0,016405275	26,20	28,82	138,10
7	30	113	3148.3	200	0,016405275	37,73	41,50	154,50

La courbe caractéristique de la conduite de refoulement et le point de fonctionnement de la pompe sont donnés sur la (figure V.10)

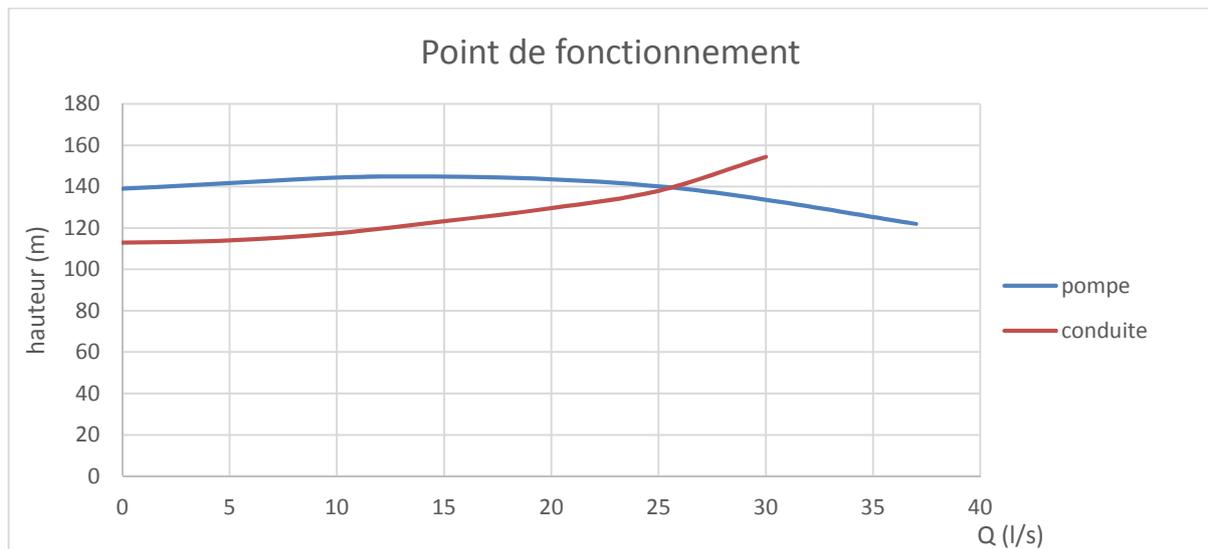


Figure V.10. point de fonctionnement de pompe

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

$$\begin{cases} Q_B = 20 \text{ m}^3/\text{h} & Q_a = 20 \text{ m}^3/\text{h} \\ H_B = 129,70 \text{ m} & H_a = 129,70 \text{ m} \end{cases}$$

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.15.2.4. Dimensionnement des équipements des pompes

V.15.2.4.1. Conduite d'aspiration

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

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

Nous prendrons 1.5 comme facteur de multiplication ce qui donne :

$$Da=1,5*125 = 187.5\text{mm.}$$

Le diamètre normalisé sera égal à 200mm.

a) Vérification de la vitesse

$$V_{\text{asp}} = \frac{Q}{S} = \frac{4Q}{\pi D^2} = \frac{4 \times 0.0}{\pi \times 0.2^2} = 0.8 \text{ m/s}$$

La condition de la vitesse d'écoulement est vérifiée.

b) vérification de la condition de non cavitation :

Nous avons :

$$h_a^{ac} = -(NPSH)_r - r + P_a - T_v - \frac{V_a^2}{2g} - h_a$$

Nous avons une charge nette d'aspiration (NPSH)_r de 3.76 m. La station de pompage 2 sera implanté a la cote 825 m ce qui donne une pression atmosphérique de :

$$P_{\text{atm}} = 10,33 - 0,00139 \times H = 10,33 - 0,00139*825$$

$$P_{\text{atm}} = 9.18 \text{ mce}$$

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

$$h_a^{li} = \frac{8 \times L \times Q^2}{g \times \pi^2 \times D^5} \quad h_a^{li} = 0,027 \text{ m.}$$

$$h_{\text{asp}} = 1,1 \times 0,027 = 0,0297 \text{ m.}$$

$$h_a^{ac} = 9.18 - 0.216 - 0,0297 - \frac{0.8^2}{2 \times 9.8} - 3.76 - 0.5 \quad h_a^{ac} = 4.63 \text{ m ;}$$

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

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

$$(NPSH)_d = 9.18 - 0.216 - 0,0297 - \frac{0.8^2}{2 \times 9.8} - 4.63 = 4.26$$

Notre pompe est loin du risque de cavitation.

V.15.2.5. Calage de la pompe

Le niveau minimum du plan d'aspiration :

$$m = 825 - 3 + 0.3 \quad m = 822.3 \text{ m}$$

La côte de l'axe de la pompe :

$$a = 822.3 + 4.57 - 0,3 \quad a = 826.57 \text{ m}$$

Donc, la pompe doit être calée à une côte de 826.57 m. pour éviter la cavitation.

V.15.2.6.Choix du moteur électrique

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

V.15.2.6.1. Caractéristiques du moteur

- Fréquence : 60 Hz
- Tension nominale : 460V
- vitesse nominale : 3500 tr/min
- Nombre de pôles : 2
- Puissance nominal : 75 Kw
- Courent nominal : -A
- Type de moteur : 3~

V.15.3. Pour la station SP3

Nous devons avoir un system de pompage pour assurer un débit de 25.17 l/s et une hmt de 130.12 m.

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

Tableau V.8.Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre

n	Type de pompe	Q Total (l/s)	HMT (m)	(%)	Vitesse (tr/min)	P _{abs} (Kw)	(NPSH) _r (m)	Nbr d'étage
1	PM 100 / 2E	25.2	130.1	69.9	3380	55	3.55	2
1	PM 80 / 2B	25.2	130.1	74.3	3510	45	4.24	2
1	PM 125 / 3A	25.2	130.1	59.7	1770	75	1.89	3
1	PM 65 / 3A	25.2	130.1	64	3450	55	7.68	3
1	PM 150 / 3B	25.2	130.1	35.9	1730	110	1.61	3

Pour cette station de pompage nous allons prendre une PM 100 / 2 E et ce parce qu'elle présente les meilleurs 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 (01) en plus un (01) pompe de secours. Ces deux (02) pompes sont identiques de type **PM 100 / 2E**

V.15.3.1. Description de la pompe

- Centrifuge multicellulaire pour hautes pressions à axe horizontal.
- Roues, diffuseurs et corps d'aspiration : en fonte.
- Corps de refoulement et corps d'étage : en fonte
- Corps de refoulement avec pieds de support et orifice de refoulement tourné vers le haut.
- Corps d'aspiration à bouche orientable.
- Arbre en acier inoxydable entièrement protégé par une douille en acier inoxydable.
- Double palier.
- Garniture : à tresse, réglable à faible coefficient de frottement.

Tableau V.9 : Caractéristiques de la pompe choisi pour SP3

Données techniques	Caractéristiques
Q	25,2 l/s
H	130.1 m
n. poles	2
Fréquence	60 Hz
Monophasé / Triphasé	3~
Puissance moteur P2	55 kW
Tension	460 V
Diamètre refoulement	DN 100
Raccord d'aspiration	DN125

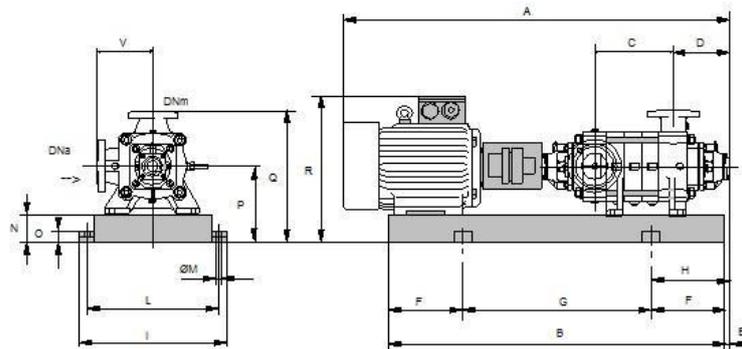
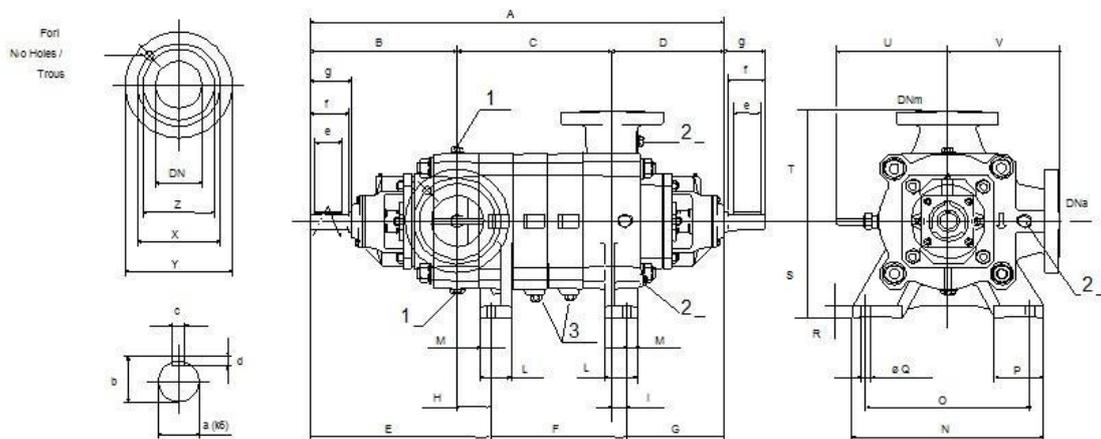


Figure V.11 : Schéma de la pompe PM 100 / 2E



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

Figure V.12 : Schéma et dimensions de la pompe PM 100 / 2E

V.15.3.2. Courbes caractéristiques de la pompe

Les courbes caractéristiques de la pompe : $[H-Q]$, $[P_{abs}-Q]$, $[P_p-Q]$, $[(NPSH)_r-Q]$ Sont retirées à partir de logiciel de CAPRARI et sont Représentées par la figure (V.13)

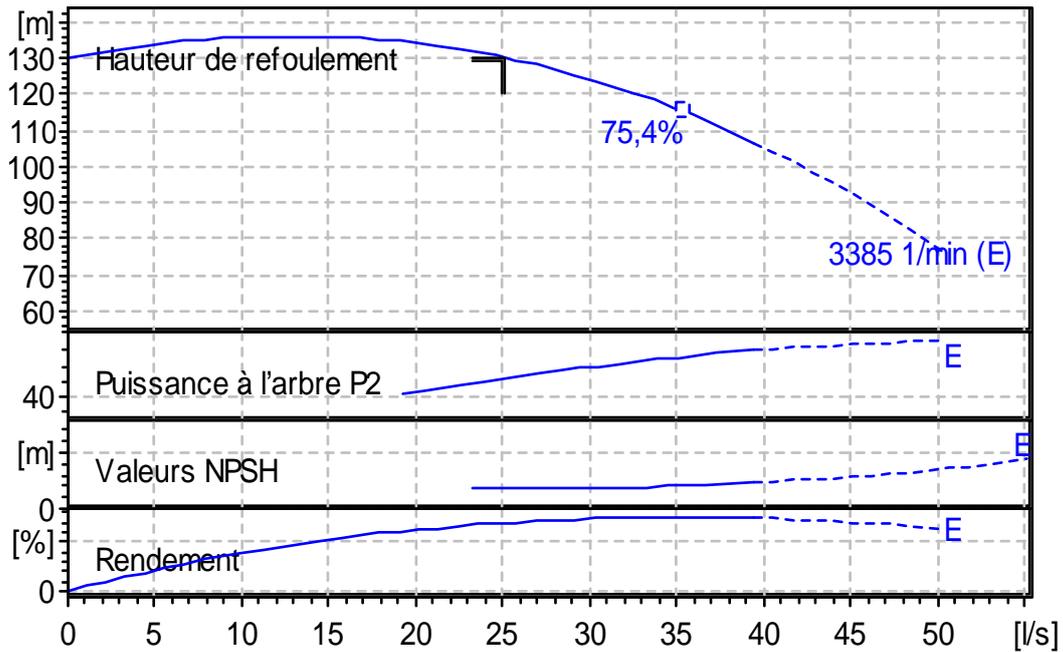


Figure V.13. Les courbes caractéristiques de la pompe

V.15.3.3. Courbe caractéristique de la conduite

Tableau V.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	113	2151,87	200	0,016405275	0,00	0,00	113,00
2	5	113	2151,87	200	0,016405275	0,72	0,79	113,79
3	10	113	2151,87	200	0,016405275	2,87	3,15	116,15
4	15	113	2151,87	200	0,016405275	6,45	7,09	120,09
5	20	113	2151,87	200	0,016405275	11,46	12,61	123,89
6	25	113	2151,87	200	0,016405275	17,91	19,70	130,20
7	30	113	2151,87	200	0,016405275	25,79	28,36	141,36

La courbe caractéristique de la conduite de refoulement et le point de fonctionnement de la pompe sont donnés sur la (figure V.14)

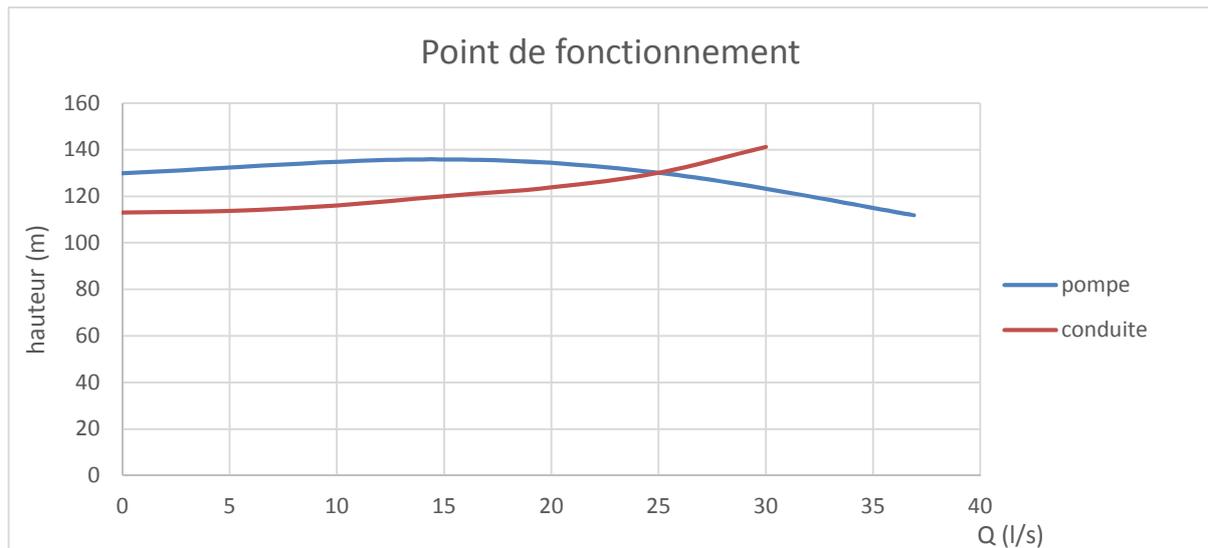


Figure V.14. point de fonctionnement de pompe

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

$$\begin{cases} Q_B = 20 \text{ l/s} & Q_a = 20 \text{ l/s} \\ H_B = 120 \text{ m} & H_a = 120 \text{ m} \end{cases}$$

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.15.3.4. Dimensionnement des équipements des pompes

V.15.3.4.1. Conduite d'aspiration

On a : $Da = (1,2-1,5) da$
d'après logiciel (CAPRARI) égale à 125 mm

Nous prendrons 1.5 comme facteur de multiplication ce qui donne :

$$Da = 1,5 * 125 = 187,5 \text{ mm.}$$

Le diamètre normalisé sera égal à 200mm.

a) Vérification de la vitesse

$$V_{asp} = \frac{Q}{S} = \frac{4Q}{\pi D^2} = \frac{4 \times 0,02}{\pi \times 0,2^2} = 0,8 \text{ m/s}$$

La condition de la vitesse d'écoulement est vérifiée.

b) vérification de la condition de non cavitation :

Nous avons :

$$h_a^{ac} = -(NPSH)_r - r + P_a - T_v - \frac{V_a^2}{2g} - h_a$$

Nous avons une charge nette d'aspiration (NPSH)_r de 3.55 m. La station de pompage 3 sera implanté à la cote 938 m ce qui donne une pression atmosphérique de :

$$P_{atm} = 10,33 - 0,00139 \times H = 10,33 - 0,00139 \times 938$$

$$P_{atm} = 9,03 \text{ mce}$$

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

$$h_a^{li} = \frac{8 \times L \times Q^2}{g \times \pi^2 \times D^5} \quad h_a^{li} = 0,027 \text{ m.}$$

$$h_{asp} = 1,1 \times 0,027 = 0,0297 \text{ m.}$$

$$h_a^{ac} = 9,03 - 0,216 - 0,0297 - \frac{0,8^2}{2 \times 9,8} - 3,55 - 0,5 \quad h_a^{ac} = 4,7 \text{ m ;}$$

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

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

$$(NPSH)_d = 9,03 - 0,216 - 0,0297 - \frac{0,8^2}{2 \times 9,8} - 4,7 = 4,05$$

Notre pompe est loin du risque de cavitation.

V.15.3.5. Calage de la pompe

Le niveau minimum du plan d'aspiration :

$$m = 938 - 3 + 0,3 \quad m = 935,3 \text{ m}$$

La côte de l'axe de la pompe :

$$a = 935,3 + 4,7 - 0,3 \quad a = 939,7 \text{ m}$$

Donc, la pompe doit être calée à une côte de 939,7 m. pour éviter la cavitation.

V.15.3.6. Choix du moteur électrique

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

V.15.3.6.1. Caractéristiques du moteur

- Fréquence : 60 Hz
- Tension nominale : 460V
- vitesse nominale : 3500 tr/min
- Nombre de pôles : 2
- Puissance nominal : 55 Kw
- Courent nominal : -A
- Type de moteur : 3~

V.15.4. Equipements en amont**a) hauteur de butée**

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

$Y = 1\text{m}$ pour $D_a = 500\text{ mm}$

Comme $D_a = 2000\text{ mm} - 500\text{ mm}$, nous aurons $y = 0.3\text{ m}$

b) Longueur du convergent

$$l_{\text{con}} = (3,5 - 4) (D_a - d_a) \dots \dots \dots (\text{V.19})$$

Prenons: $l_{\text{c}} = 3.5 (D_a - d_a) = 3.5 * (200 - 125) = \mathbf{262.5\text{ mm}}$

c) Dimension du trancon

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

Nous aurons :

$$l_{\text{tr asp}} = 2 * 200 = 400\text{ mm}$$

V.15.5. Equipements en aval

Comme pour l'amont nous aurons :

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

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

$$d_v = 0,25 D_r \dots \dots \dots (\text{V.22})$$

$$d_v = 0,25 * 200 = 50\text{ mm}$$

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

$$l_{\text{div}} = 3,5 (200 - 100) = 350\text{ mm}$$

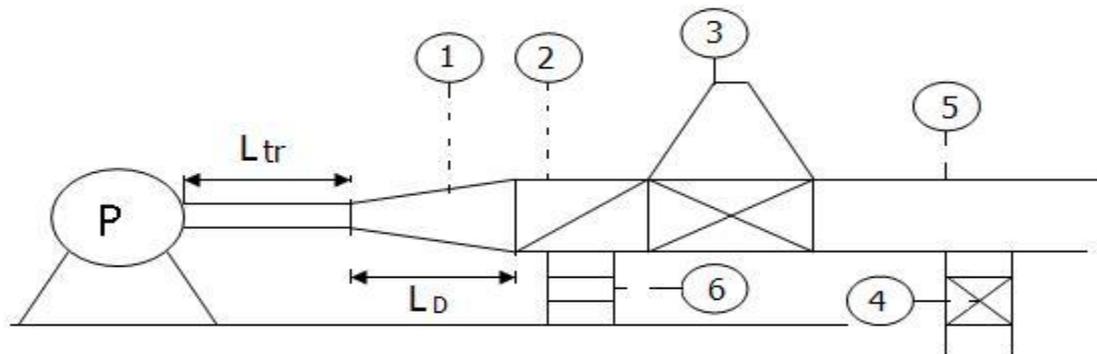


Figure V.15 : équipements en aval

Sur la Figure V.14, 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. 15.6. 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. 15.6.1. Calcul génie civil

Les différentes dimensions de la station de pompage sont :

V. 15.6.1.1. 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. 15.6.1.2. 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 $H_p = 625 \text{ mm}$

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

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

A.N : $H_5 = 0,625 + 0,3 + 0,5 \Rightarrow H_5 = 1,425 \text{ m}$

H_6 : hauteur réservée à l'homme, $H_6 = 2,2 \text{ m}$;

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

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

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

A.N : $H_b = 1,425 + 2,2 + 0,3 + 0,8 + 0,5 \Rightarrow H_b = 5,225 \text{ m}$

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**.

V. 15.6.1.3. 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, $n = 2$ (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: $L_{pe} = 883 + 423 \Rightarrow L_{pe} = 1306$ mm ;

L_m : longueur du moteur, $L_m = (A-C) + B + C + E$;

A.N: $L_m = 260 + 623 + 110 + 100 \Rightarrow L_m = 1093$ mm

A.N : $L = 1306 + 1093 \Rightarrow L = 2399$ mm, soit: $L = 2.399$ m.

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

On prend : $L_{int} = 1,2$ 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 : $L_r = 3$ m.

L_p : longueur du bureau du personnel,

On prend : $L_p = 4$ m ;

A.N : $L_b = 2.399 + 1,2 + 3 + 3 + 4 \Rightarrow L_b = 13.6$ m.

Conclusion : La station de pompage aura une longueur de **13.6 m**.

V. 15.6.1.4. 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, $l_1 = 0,3$ 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 : longueur de la pompe, $l_p = 1.306$ m ;

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

A.N : $l_{tr} = 2 \cdot 200 \Rightarrow l_{tr} = 0,40$ m ;

l_{tasp} : longueur de tubulure d'aspiration, $l_{tasp} = 0,40$ m ;

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

A.N: $l_3 + l_4 = 1.306 + 0,4 + 0,4 + 0.3 \Rightarrow l_3 + l_4 = 2.4$ m

A.N: $l_b = 0,3 + 1,2 + 2.4 + 2 \cdot 0,3 \Rightarrow l_b = 4.2$ m

Conclusion : La station de pompage aura une largeur de **4.5 m**.

V. 15.6.1.5. Dimensions des portes

- ✓ porte principale : **4.2*3.2**
- ✓ porte secondaire : **2.2*1.2**

V. 15.6.1.6. 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.

$$\sum S_f = 0,125 * 13,6 * 4,5 \Rightarrow \sum S_f = 7,65 \text{ m}^2$$

Le nombre de fenêtres sera :

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

n : nombre de fenêtres ;

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

A.N : $n = \frac{7,65}{2,2 * 1,4} \Rightarrow n = 3 \text{ fenêtres}$

V. 15.6.1.7. Dimensionnement des marches d'escalier

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

Tableau V.11. 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
13.6	4.5	5.5	0,3	2.2*1.4	2.2*1.2	4.2*3.2

V. 15.6.1.8. 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 100/ 2 E et son moteur pèsent tous deux 219 kg alors le pont roulant devra être dimensionné pour soulever 262.8 kg

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 :

$$m=1.2*P \text{ (pompe + moteur) } \dots\dots\dots(V.30)$$

Vu que la pompe PM 100/ 2 E et son moteur pèsent tous deux 219 kg alors le pont roulant devra être dimensionné pour soulever 262.8 kg

V.16.2. Système de commande automatique et de contrôle

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

V.16.3. Système de ventilation

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

V.16.4. Système d'alimentation électrique

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

V.16.5. Système anti-incendie

Dans une station de pompage, la prévention contre l'incendie comprend les moyens mis en œuvre pour son extinction dans les plus brefs délais.

V.16.6. Système de drainage

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

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 système de transfert d'eau de réservoir (2 x 3000 m³) vers le réservoirs d'EL MELAAB, il nous faut une station de pompage et 2 autres de reprise :

- La station de pompage N°01 qui comprend une (01) pompe multicellulaires à haute pression a axe horizontal de type PM 100 / 2 D et une (01) autre de secours de même type.
- La station de reprise qui se trouve au a la cote 825 m comprend une (01) pompe multicellulaire à haute pression a axe horizontal de type PM 100 / 2 E et une autre de secours de même type.
- La station de reprise qui se trouve au a la cote 938 m comprend une (01) pompe multicellulaire à haute pression a axe horizontal de type PM 100 / 2 E 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 le coup de bélier [1],[5]

Définition

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

VI.1.1. Les causes du coup de bélier

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

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

VI.1.2 Les conséquences du coup de bélier

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

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

a) Cas de la surpression

C'est une conséquence du coup de bélier engendrée par une pression importante se produisant à la suite d'une fermeture instantanée ou rapide d'une vanne de sectionnement ou bien à la suite d'une dépression causée par l'arrêt brusque d'une pompe. Si la pression totale c'est-à-dire la pression en régime permanent majorée de la

valeur de surpression due au coup de bélier dépasse la pression maximale admissible des tuyaux il y a risques de rupture de ces derniers et déboîtement des joints (les anneaux d'étanchéité seront délogés).

b) Cas de dépression

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

c) Fatigue de la canalisation

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

VI.1.3. Description des phénomènes physiques

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 où 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 $\frac{L}{a}$ c'est-à-dire à $\frac{4L}{a}$ depuis l'origine nous nous retrouvons dans la même situation qu'au moment de l'arrêt brusque de la pompe.

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

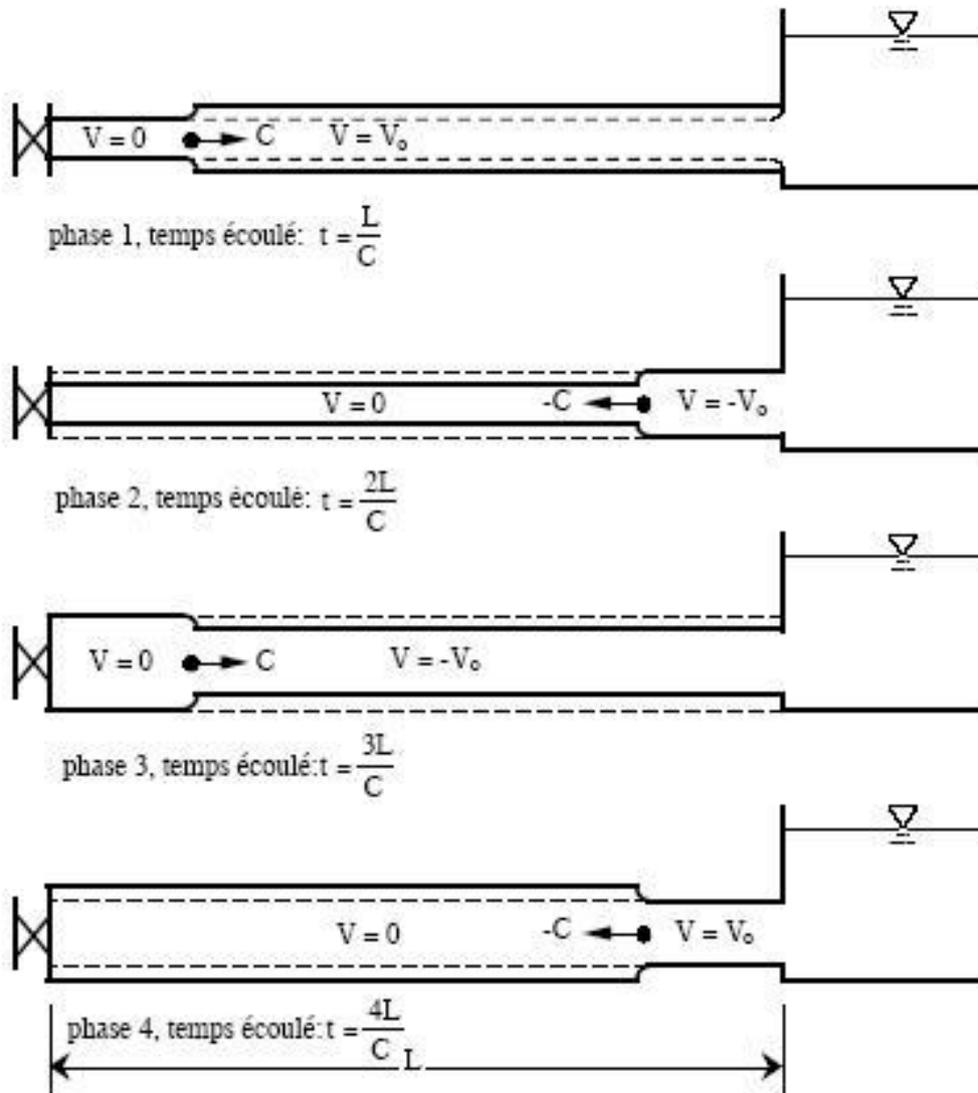


Figure VI.1 : Schéma des quatre phases du coup de bélier

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

Tout comme les conduites en refoulement, les conduites gravitaires sont elles aussi menacées par les effets néfastes du coup de bélier et de la surpression qui est due au choc des particules liquides à la paroi du robinet vanne, alors l'énergie cinétique se transforme en énergie de déformation et puisque l'eau est incompressible donc la déformation est transmise à la conduite et le coup de bélier est né, et la conduite se dilate et le phénomène transitoire se propage instantanément sur toute la conduite via une onde de célérité C (m/s) et alors cette déformation se propage à l'amont de la conduite et qui constitue un danger pour la conduite.

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 0.5 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

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

Avec :

- C : Célérité en [m/s]
- k : Coefficient de compressibilité de l'eau ; $k = 2,07 \cdot 10^9$ pascal
- ρ : Masse volumique de l'eau ; $\rho = 1000 \text{ kg / m}^3$
- e_m : Epaisseur de la conduite (m)
- a : Rayon intérieur de la conduite (m)
- ν_m : Coefficient de poisson du matériau de la conduite ; $\nu_m = 0,46$ (PEHD)
- ν_s : Coefficient de poisson du sol entourant la conduite ; $\nu_s = 0,33$
- E_m : Le module de Young du matériau de la conduite; $E_m = 3 \cdot 10^9$ Pascal
- E_s : Module de Yong du sol considéré $E_s = 2 \cdot 10^8$ Pascal

Tableau VI.1. Les caractéristiques

Tronçon	D _{ext} (mm)	e (mm)	D _{int} (mm)	L (m)	Hg (m)	Vitesse (m/s)
Réservoir (2x3000 m ³)-SP1	200	11.9	176.2	9500	58	1.03
Rt - Rext	160	6.2	147.6	1850	31	1.47

Tableau VI.2. Calcul de célérité d'onde

Tronçon	K (Pa) (x10 ⁹)	ρ (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)
Réservoir SP1	2,07	1000	0,0881	0,46	0,33	2	3	0.0119	582.75
Rt - Rext	2,07	1000	0,0738	0,46	0,33	2	3	0.0062	689.94

Et d'ou la charge tenant compte du coup de belier:

•**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 VI.3. Calcul de surpression et dépression

Tronçon	V ₀ (m/s)	b(m)	H _g	H _s	H _d
Res-SP1	1.03	61.18	58	119.18	-3.18
Rt-Rext	1.47	103.39	31	134.39	-72.39

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

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

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

L : longueur de la conduite (m) ;

c : célérité d'onde (m/s) ;

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

Tronçon	L(m)	C (m/s)	tr(s)
Res-SP1	9500	582.75	32.6
Rt-Rext	1850	689.94	5.36

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

$$b = \frac{2.L.V}{g.t} \dots\dots\dots(VI.6)$$

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 0,5 h et est ce qu'elle est suffisante pour amortir l'effet du coup de béliér.

Tableau VI.5. Calcul du suppression et dépression

Tronçon	L(m)	T	V_0 (m/s)	b(m)
Res-SP1	9500	1800	1.03	1.11
Rt-Rext	1850	1800	1.47	0.31

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

VI.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.

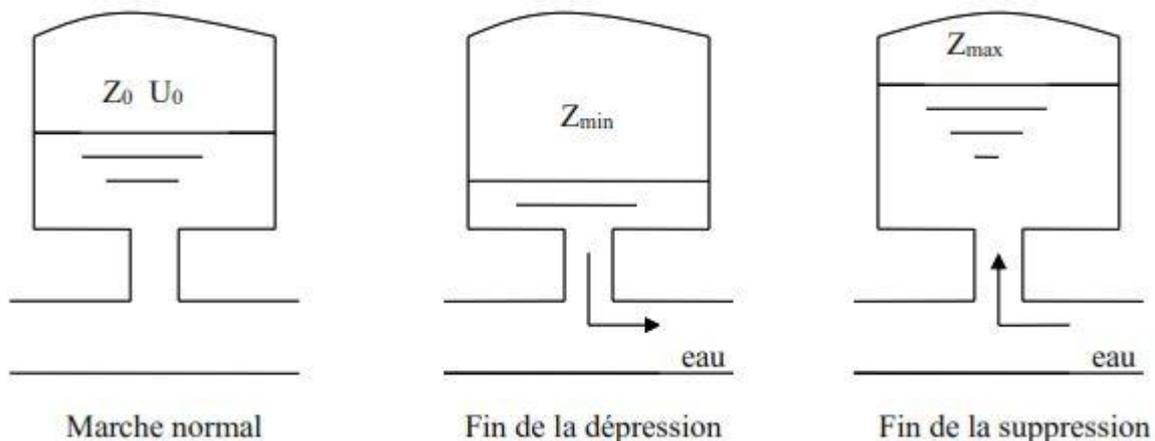


Figure VI.2 : Variation du volume d'air du réservoir anti bélier en cours des phases de fonctionnement

b) Cheminée d'équilibre :

A la place d'un réservoir d'air sous pression, il peut être établi, à la station de pompage, un réservoir à l'air libre appelé cheminée d'équilibre. Cette cheminée joue le même rôle que ce premier mais, dans le cas de hauteur de refoulement même moyenne, on arrive rapidement à des ouvrages d'art de hauteurs importantes.

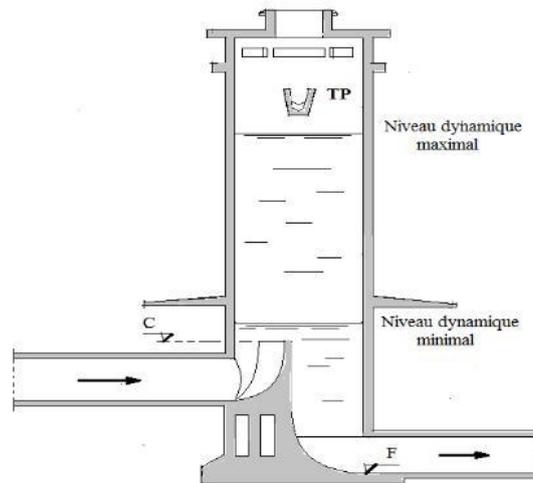


Figure VI.3 : Cheminée d'équilibre

c) Soupape de décharge :

C'est appareils font intervenir un organe mécanique, un ressort, qui, par sa compression, obture, en exploitation normale, un orifice placé sur la conduite au point à protéger, c'est-à-dire où la surpression à craindre est maximale et libère le débit de retour de conduite correspondant à la valeur de la surpression admissible. Il y a lieu de prévoir l'évacuation vers l'extérieur, de l'eau ainsi libérée.

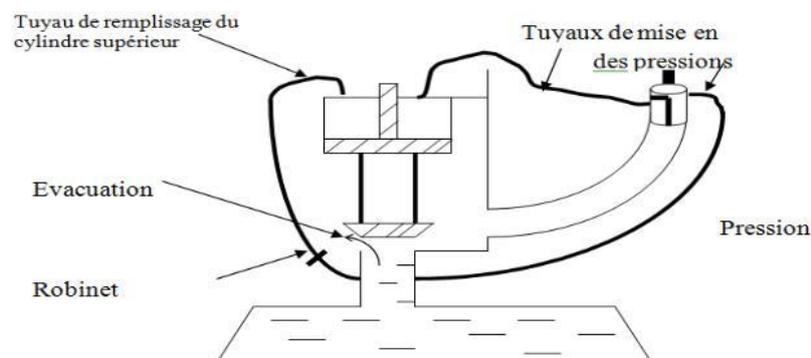


Figure VI.4 : Soupape de décharge

d) Volant d'inertie :

calé sur l'arbre du groupe, il constitue un moyen assurant l'alimentation de veine liquide, malgré l'arrêt du moteur actionnant la pompe grâce à l'énergie qu'il accumule pendant la marche normale. Le volant la restitue au moment de la disjonction et permet ainsi d'allonger le temps d'arrêt de l'ensemble, donc de diminuer l'intensité du coup de bélier. Au démarrage, le groupe électropompe, avec le volant d'inertie, consomme plus d'énergie.

Remarque

Dans ce projet, on propose comme moyen de protection des installations, le réservoir d'air.

VI.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.

VI.1.5.1.1. Dimensionnement des réservoirs d'air

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.

$$C = \frac{\sqrt{\frac{K}{\dots}}}{\sqrt{1 + \frac{K \cdot 2 \cdot a \cdot (1 - \hat{m}^2) \cdot (1 - \hat{s})}{(1 - \hat{m}^2) \cdot a \cdot E_s + E_m \cdot e_m \cdot (1 - \hat{s})}}$$

1. La charge tenant compte du coup de bélier :

$$Z = Hg + \frac{C * V_0}{g} \dots\dots\dots(VI.7)$$

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 :

$$Z_{max} = Z_0 + \frac{C * V_0}{g} \dots\dots\dots(VI.9)$$

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

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

U_{max} : volume du réservoir d'air.

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

Tableau VI.5. 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	200	163.6	0.021	1,20	4454.3	113
SP2-SP3	200	163.6	0.021	1,20	3148.3	113
SP3-Rt	200	163.6	0.021	1,20	2151.87	113

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

Tableau VI.6. Caractéristiques du sol et de matériau

K (Pa) (x10 ⁹)	(Kg/m ³)	ν_m	ν_s	E _s (Pa) (x10 ⁸)	E _m (Pa) (x10 ⁹)
2,07	1000	0,46	0,33	2	3

Tableau VI.7. Calcul de célérité d'onde des différents tronçons de l'adduction de refoulement

tronçon	a (m)	e _m (m)	C (m/s)
SP1-SP2	0.0818	0.0182	669.71
SP2-SP3	0.0818	0.0182	669.71
SP3-Rt	0.0818	0.0182	669.71

Tableau VI.8. Calcul de volume des différents réservoirs d'air de l'adduction de refoulement

N° de Station	Z0 (m)	V0 (m/s)	g (m/s ²)	Zmax (m)	Zmax/Z0	h0 (m)	h0/Z0 (x10 ⁻⁴)	U0/L*S (x10 ⁻³)	Z _{min} /Z ₀	U0 (m ³)	Umax (m ³)
SP1	123	1.20	9,81	204.92	1.66	0.073	5.93	5.56	0.65	0.520	0.8
SP2	123	1.20	9,81	204.92	1.66	0.073	5.93	5.56	0.65	0.367	0.56
SP3	123	1.20	9,81	204.92	1.66	0.073	5.93	5.56	0.65	0.251	0.386

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, ayant des capacités respectives de 800 et 600 et 400 litres 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 0.5 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 [6]

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 [7]

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 [5]

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 différents 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.

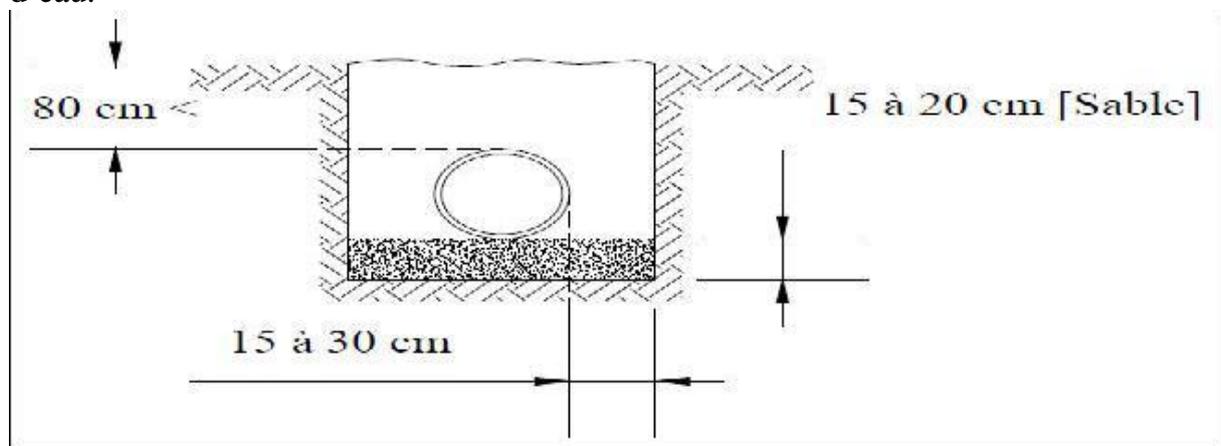


Figure VII.1 : Profondeur de tranchée

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.
- Nivelier 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 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-visitables 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 VII.2 : 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 VII.3 : 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 soudeure.

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

$$V_s = b * e * L \dots\dots\dots(VII.5)$$

Vs : 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 compacté

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 déterminer en fonction du volume de déblais et volume de

remblai tel que :

$$V_{eva} = K_f * V_{exc} - V_{rem}.$$

Kf : coefficient de foisonnement du sol Kf = 1,3

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau qui suit :

Tableau VII.1 : Calcul des volumes pour l'adduction

Diamètre	Surface	Longueur	Htr	B	V _{exc}	V _{con}	V lit de sable	V _{rem}	V _{eva}
200	0.031	19254.47	1.15	0.7	15500	597	2021.7	12881.3	3404.3
160	0.02	1850	1.11	0.66	1355	37	183.15	1134.85	286.20

VII.5. Calcul du volume des travaux de la station de pompage

Tableau VII.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	
13.6	4.5	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**

$$V_d = e \times l \times L = 0,15 \times 13,6 \times 4,5 = 9,18 \text{ m}^3$$

$$V_d = 9,18 \text{ m}^3$$

b. Excavation (Fouilles)

$$\text{Pour une fouille } V = 1,5 \times 1,5 \times 1,5 = 3,375 \text{ m}^3$$

$$\text{Pour 14 fouilles ; } V_{\text{exa}} = 3,375 \times 14 = 47,25 \text{ m}^3$$

$$V_{\text{exa}} = 47,25 \text{ m}^3$$

c. Béton de propreté

Une épaisseur de 10 cm dans chaque fouille

$$V_{\text{bp}} = 1,5 \times 1,5 \times 0,1 = 0,225 \text{ m}^3$$

$$\text{Pour les 14 fouilles } V_{\text{bp}} = 14 \times 0,225 = 3,15 \text{ m}^3.$$

$$V_{\text{bp}} = 3,15 \text{ m}^3$$

d. Béton armé**- Semelles**

$$V = 0,4 \times 1,5 \times 1,5 = 0,9 \text{ m}^3, V_s = 14 \times 0,9 = 12,6 \text{ m}^3$$

$$V_s = 12,6 \text{ m}^3$$

- Demi – poteaux

$$V = 0,4 \times 0,4 \times 1 = 0,16 \text{ m}^3$$

$$V = 0,16 \times 14$$

$$V_{\text{dp}} = 2,24 \text{ m}^3$$

- Poutre inférieure

$$V_{\text{pinf}} = (0,4 \times 0,4 \times 13,6 \times 3) + (0,4 \times 0,4 \times 5,5 \times 6) - (0,4 \times 0,4 \times 0,4 \times 14) = 14,46 \text{ m}^3$$

$$V_{\text{pinf}} = 14,46 \text{ m}^3$$

- Chape inférieure

La chape inférieure a une épaisseur de 7cm,

on aura : $V = (3.48 \times 3.4 \times 10) \times 0.07 = 8.28 \text{ m}^3$

$$\mathbf{V_{cinf} = 8.28 \text{ m}^3}$$

- Poteaux

$V = 5,5 \times 0,4 \times 0,4 = 0,88 \text{ m}^3$; donc pour 14

poteaux est : $V_p = 14 \times 0,88 = 12.32 \text{ m}^3$

$$\mathbf{V_p = 12.32 \text{ m}^3}$$

- Chape supérieure

$V = (13.5 \times 4.5) \times 0.07 = 8.09 \text{ m}^3$

$$\mathbf{V_{cs} = 8.09 \text{ m}^3.}$$

e. Remblai

Ce volume correspond à un volume d'un remblai bien compacté. Volume de remblais des fouilles :

$V_{rf} = 14 \times [(1.5 \times 1.5 \times 1.1) - (0,4 \times 0,4 \times 1.1)] = 41.38 \text{ m}^3$

$$\mathbf{V_{rf} = 41.38 \text{ m}^3}$$

Volume de remblais des case:

$V_{rf} = (1 \times 5.5) - (13.24 + 8.2) = 86.06 \text{ m}^3$

$$\mathbf{V_{rc} = 86.06 \text{ m}^3}$$

f. Maçonnerie

- Maçonnerie mur

On utilise le type de briques :

Briques (30x20x10) $S_i = 0,06 \text{ m}^2$

Surface du mur $S = 2 \times 5,5 \times (13.6 + 4.5) = 291.5 \text{ m}^2$

$N_b = 291.5 / 0,06 = 4859$ briques.

Nombre de brique qu'il faut commander est :

$N_b + 100 = 100 + 4859 = 4959$ briques

- Maçonnerie du niveau du demi-poteau a la poutre inférieure

$$S=0,9 \times 2 \times (13,5+4,5)=47,7 \text{ m}^2$$

$$\text{Nb}=47,7/0,06=795 \text{ briques.}$$

$$\text{Nb.tot}=4959+795=5754 \text{ briques}$$

Tableau VII.3. les travaux de la station de pompage.

N°	Désignation de travaux	Unité	Quantité
1	Décapage	m ³	9.18
2	Excavation	m ³	60.75
3	Remblai compacté	m ³	171.94
4	Béton de propreté	m ³	4.05
5	Béton Armé	m ³	74.56
6	Béton armé de la chape sup	m ³	11.2
7	Maçonneries	Unité	6074

Tableau VII.4. Devis des différents travaux de la station de pompage.

Travaux	Quantité (M ³ /unités)	Prix unitaire (DA)	Montant(DA)
Décapage	9.18	142	1303.70
Excavation	60.75	348	21141
Remblai compacté	171.94	400	68776
Béton de propreté	4.05	656	2656.8
Béton armé	74.56	32000	2385920
Béton armé de la chape sup	11.2	32000	358400
Maçonneries	6074	23	139702
			TOTAL : 3167493.5

Tableau VII.5.Devis des différents travaux de réservoir.

Travaux	Quantité (M ³)	Prix unitaire (DA)	Montant(DA)
Décapage	14	142	1988
Excavation	50	348	17400
Béton de propreté	25	656	16400
Béton armé	65.5	32000	2096000
			TOTAL : 2131788

VII.6. Planification des travaux [6]

Avant d'entamer la réalisation des travaux sur le chantier, il faut faire une planification qui consiste en une étude théorique qui recherche constamment la meilleure façon d'utilisation de la main d'œuvre et des autres moyens.

L'objectif de la planification est de s'assurer que tout le travail se fait :

- Dans un ordre correct (bonne succession des opérations du réseau).
- Sans retard.
- Aussi économique que possible.
- Avec la définition des tâches et leurs durées.

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 VII.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 VII.7 : Durée des travaux pour l'adduction

Opération	Durée
Décapage de la couche végétal	15
Exécution des tranchées et des fouilles	45
Aménagement du lit de pose	15
La mise en place des canalisations en tranchée	20
Assemblage des tuyaux	10
Faire les essais d'étanchéité pour les conduites et les joints	8
Remblai des tranchées	15
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 VII.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

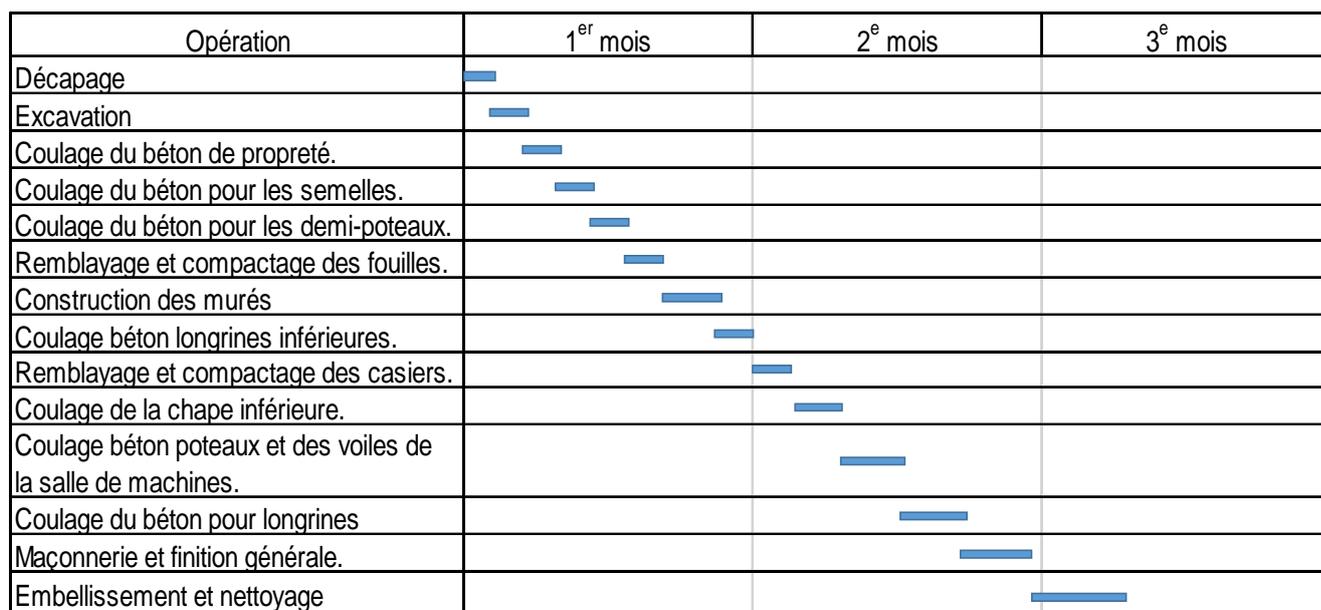


Figure VII.4 : Diagramme de GANTT des stations de pompage

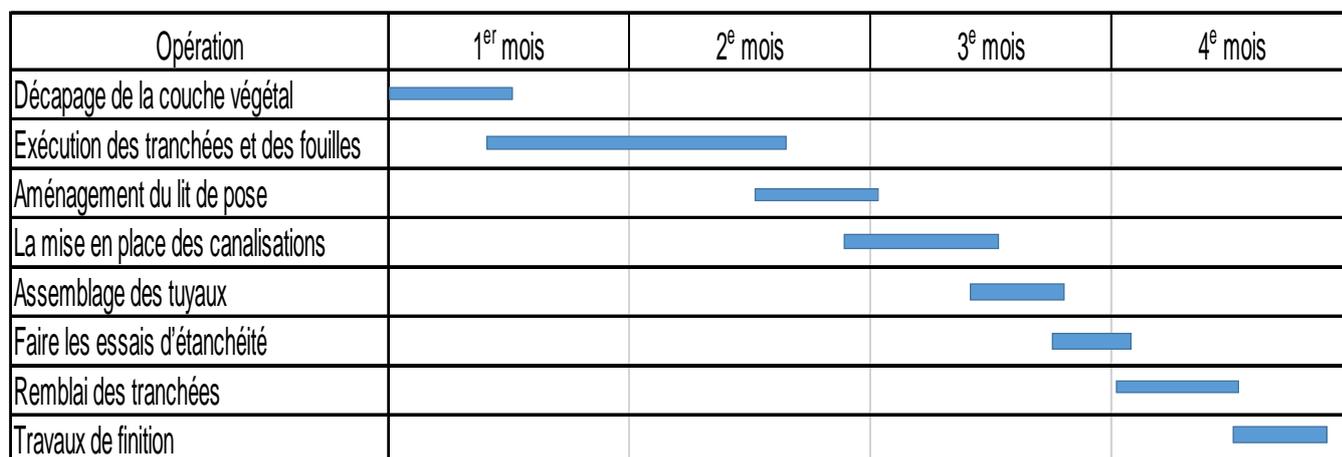


Figure VII.5 : Diagramme de GANTT de l'adduction

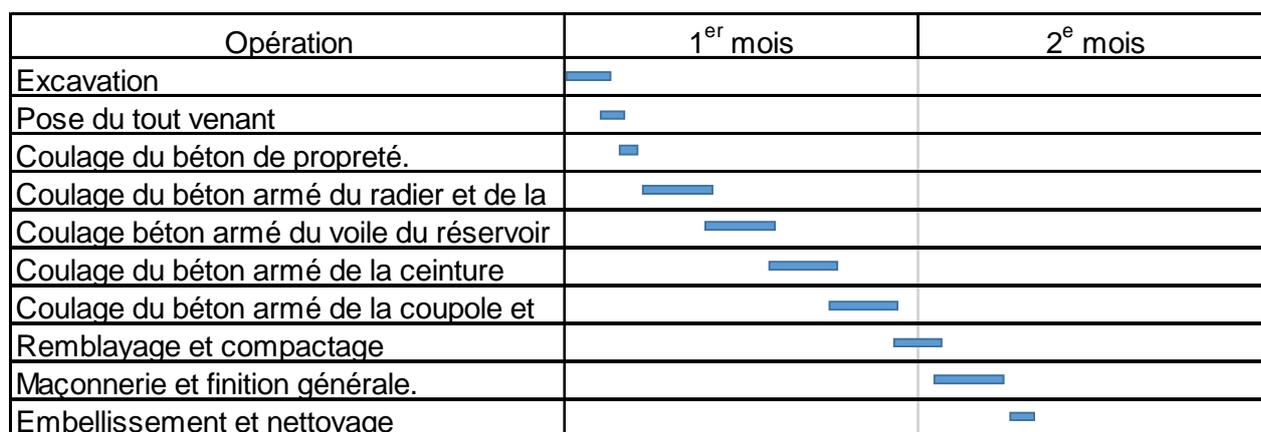


Figure VII.6 : Diagramme de GANTT de réservoir

La durée totale du projet s'élève à approximativement 202 jours soit 6 mois et 22 jours si aucun retard dû aux intempéries ou à un quelconque accident ne sera signalé.

V.7. Protection et sécurité du travail

Introduction

Les problèmes et les accidents du travail qui en découlent ont une grande incidence sur le plan financier, sur le plan de la protection et surtout sur le plan humaine. C'est la raison pour la quelle un certain nombre de dispositions est pris afin de permettre aux travailleurs d'exercer leur profession dans les bonnes conditions.

Donc la sécurité du travail est l'une des principales conditions pour le développement, elle peut devenir dans certain cas une obligation contraignante.

L'essentiel objectif de la sécurité d'un travail sera la diminution de la fréquence et de la gravité des accidents dans les chantiers, d'où le domaine hydraulique couvre un large éventuel lors de la réalisation d'un projet en alimentation en eau potable.

Les différentes phases d'exécution des travaux sont:

- travaux d'excavation et de terrassements (pose des conduites, implantation des réservoirs de stockage, station de pompage etc.).
- réalisation d'un forage (creusement, équipement, essai de pompage et protection).
- Travaux de construction (génie civil) tels que le bétonnage, ferrailage et autre phase de réalisation concernent l'implantation des réservoirs de stockage et des stations de pompage, pour cela il faut que les ingénieurs hydrauliciens doivent résoudre tous les problèmes qui concernent la sécurité et la protection du travail dans leur étude.

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.

Durant chaque phase de la réalisation d'un projet en alimentation en eau potable, le risque de produire un accident est éventuellement, soit dans la phase des travaux de terrassement, soit dans la réalisation des travaux de bétonnage, soit dans les installations électriques ou des installations sous pressions soit après la finition du projet (travaux d'entretien des pompes, des installations, etc.)

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 protections

- Toute tranchée creusée en agglomération ou sous route sera protégée par une clôture visiblement signalée de jour comme de nuit (chute de personnes et d'engins).
- Prévenir les concernés avant d'entreprendre des travaux d'excavations des tranchées et vérifier la stabilité du sol.
- Les travailleurs œuvrant à la pioche ou la pelle sont tenus à laisser une distance suffisante entre eux.

VII.7.4.3.Protection collective

VIII.7.4.3.1.Équipement de mise en œuvre du béton

L'entrepreneur ou bien le chef de chantier doit mettre en évidence les points suivants :

- Application stricte des règlements de sécurité.
- Affectation rugueuse du personnel aux commandes des points clés d'une installation moderne.

VIII.7.4.3.2. 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.7.4.3.3.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.
- La durée du projet qui est de 202 jours.
- Les engins à utiliser qui sont principalement l'angledozer, pelle, rouleau lisse.

Conclusion générale

Conclusion Générale

Ce mémoire de fin d'études a été dédié à l'étude d'adduction en eau potable de la commune d'EL MELAAB à partir de réservoirs (2 x 3000 m³). 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 ce, pour un horizon de 25 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 1630,79 m³/j
- Dimensionner un réservoir tampon afin d'assurer la continuité d'écoulement.
- Projeter des conduites en PEHD de diamètres 200 pour les tronçons R-SP1 et SP1-SP2 et SP2-SP3 et SP3-Rt et un diamètre de 160mm pour le tronçon Rt-Rext.
- Implanter une station de pompage ainsi que deux autres de reprise et protéger l'adduction du coup de bélier en projetant trois réservoirs d'air à la sortie des stations pour résister aux fortes surpressions et dépressions.
- Calculer les volumes des travaux et leurs coûts financiers.

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.

Bibliographie

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

Ouvrages généraux

- [1] Google earth
- [2] **B.SALAH** « polycopie d'Alimentation en Eau Potable», p.11, 27, 29,72, 78, 78a, 140.
- [3] « Mémento du gestionnaire de l'alimentation en eau et de l'assainissement», Tome I
- [4] **M. CARLIER** Paris 1972 « Hydraulique générale et appliquée », édition Eyrolles, p.289.
- [5] **A. LENCASTRE** Paris 1983 « Hydraulique générale », édition Eyrolles, p.349.
- [6] **H. GODART** « Technique de l'ingénieur (technologie de l'eau) », édition T.I., p.C5195 – 10, 16, 18, 25.
- [7] **A.G.H.T.M** Paris 1982 « les stations de pompage », édition Technique et Documentation, p.101.
- [8] **C.GOMELL et H.GUERREE** « La distribution d'eau dans les agglomérations de petite et moyenne importance », Edition EYROLLES, 2004, université LAVAL
- [9] **I. ABDI**. « Etude du transfert du barrage de BOUSSIABA (W.JJEL) vers le barrage de BENI HAROUN (W.MILA)» .242. Mémoire de fin d'étude, ENSH, Septembre 2011.

Catalogues

- [10] **CAPRARI** « pompes multicellulaires à haute pression ».

Annexes

Annexes

Tableau : Répartition des débits horaires en fonction du nombre d'habitants

Heures (h)	Nombre d'habitants				
	Moins de 10000	10001à 50000	50001à 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

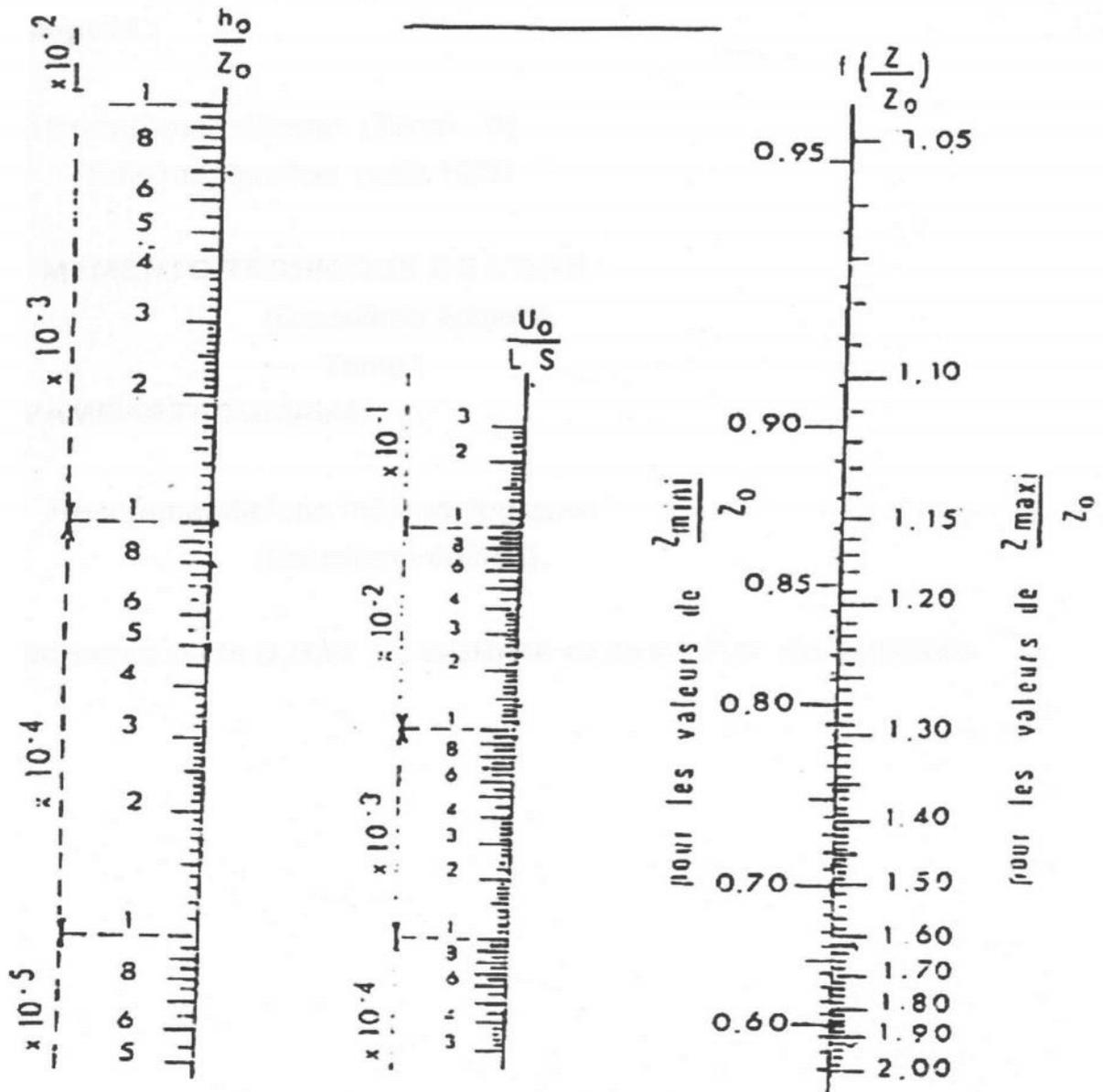


PLANCHE XXVII