

Higher National School of Hydraulic

The Library

Digital Repository of ENSH



المدرسة الوطنية العليا للري

المكتبة

المستودع الرقمي للمدرسة العليا للري



The title (العنوان):

Etude de l'adduction d'A.E.P. de la ville de Sidi Fredj à partir des forages de Bir Louchichi. (w. Souk Ahras).

The paper document Shelf mark (الشفرة) : 1-0009-17

APA Citation (APA توثيق):

Bouchemel, Ahmed (2017). Etude de l'adduction d'A.E.P. de la ville de Sidi Fredj à partir des forages de Bir Louchichi. (w. Souk Ahras)[Mem Ing, ENSH].

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

Digital Repository of ENSH aims to limit scientific production, whether published or unpublished (theses, pedagogical publications, periodical articles, books...)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

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

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

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

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

كل الحقوق محفوظة للمدرسة الوطنية العليا للري.

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE -ARBAOUI Abdellah-

DEPARTEMENT D'HYDRAULIQUE URBAINE

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option: AEP

THEME

**ETUDE DE L'ADDUCTION D'AEP DE LA VILLE DE SIDI FREDJ A
PARTIR DES FORAGES DE BIR LOUCHICHI. (W.SOUK AHRAS)**

Présenté Par :

Mr : BOUCHEMEL Ahmed

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
Mr. KAHLERRAS Djilali	M.C.B	Président
Mr. HEBBOUCHE Abdelhamid	M.A.A	Examineur
M ^{me} . KADI Latifa	M.A.A	Examinatrice
M ^{me} . HOULI Samia	M.A.A	Examinatrice
M ^{me} . MOKRANE Wahiba	M.A.A	Promotrice

Juin - 2017

REMERCIEMENT

Avant tous, nous remercions le bon Dieu qui a illuminé notre chemin et qui nous a armé de force et de sagesse, ainsi que la bonne volonté pour achevée ce modeste travail et ce cursus universitaire.

Ces quelques lignes ne vont jamais exprimer à la juste valeur ma reconnaissance à ma promotrice M^{me} MOKRANE.W, pour l'aide qu'elle ma offerte durant la période de réalisation de ce travail et encore plus sa confiances et ses encouragements.

Toute gratitude à nos professeurs et enseignants qui nous ont guidé au cours de la formation d'ingénieur, et nous respects aux membres de jury qui nous feront l'honneur d'apprécier ce travail.

Mes derniers remerciements, mais non les moindres s'adressent à tous mes amis.

Grand merci à vous tous .

L'ingénieur : BOUCHEMEL Ahmed.

Dédicace

A chaque fois qu'on achève une étape importante dans notre vie, on fait une pensée pour se rappeler de ces personnes qui ont partagé avec nous tous les bons moments de notre existence, mais sur tous les mauvais. Ces personnes qui nous ont aidés sans qu'on leur demande, soutenus sans réserve, aimés sans compter, ces personnes qui ont cru en nous et que grâce à eux notre bonheur et joie reviennent de droit, à qui un malheur en nous, en eux se transforme en pleur. Que le tout puissant nous garde ces personnes très chères à nos cœurs.

Je dédie ce modeste mémoire qui est l'accomplissement de longues années d'études, en premier lieu à :

A ma très chère mère NORA à qui je dois beaucoup pour ces sacrifices, son amour, son aide et son soutien.

A mon cher père qui m'a beaucoup soutenu.

A ma chère sœur Dr : BOUCHEMEL Khawla.

A mes frères CHIHAB EDDINE, RAIF FAKHR EL ISSLAM, HOUSSEM et FOUED.

A tous les membres de la famille : BOUCHEMEL et BOUGATOCHE.

A mon cher amis BOUREGBI Housseem qui m'a beaucoup soutenu.

A tous mes camarades.

Le long de ma vie, j'ai été entouré de personnes magnifiques qui m'ont donné le meilleur d'eux même sans rien attendre en retour je crois qu'aujourd'hui il est le temps de leur dédier du fond du cœur ce modeste travail pour les remercier : MOHAMMED, SAFAA, OMAR MOUNIR, SOHAIB, AHMED, TAREK, WALID, NASER, HICHEM, ROSTEM, WAHIDA, AT MAN, HASSEN, ADEL, AMINE, HAMDI, HAYET, FATIMA, HAMID, FERIELAMINA, NABILA, KAMEL, IMAD, HOSSEM, MOHAMMED RIDA, AHLEM, la liste est assez longue je vous remercie pour tous les sentiments d'amitié que vous avez envers moi et dont je suis fière .

A tous et toutes, je dédie ce travail

BOUCHEMEL Ahmed-2017

ملخص

ت تعاني مدينة سيدي فرج بولاية سوق أهراس من عجز في مجال التزويد بالمياه الصالحة للشرب وهذا بسبب زيادة عدد السكان مما يستدعي انجاز دراسة شاملة لتحسين الوضع. من خلال هذه المذكرة قمنا بدراسة مشروع التزويد بالمياه الصالحة للشرب انطلاقا من حقل أبار المياه الجوفية الواقع بمنطقة بئر لوشيشي وتشمل هذه الدراسة تحديد أبعاد الأنابيب وحمايتها من الظاهرة الانتقالية التي تدعى بالمطرقة المائية وحساب حجم الخزانات ومن خلال هذه الدراسة أخذنا بالاعتبار المظهر التقني والاقتصادي بهدف تلبية حاجيات سكان هذه المدينة من المياه كما ونوعا.

Résumé

La ville de Sidi Fredj (W. De Souk-Ahras) souffre d'un déficit dans l'approvisionnement en eau potable, qui due à l'augmentation démographique, ce qui nécessite la réalisation d'une étude globale visant à améliorer la situation, en alimentant cette ville en eau potable à partir du champ de captage des eaux souterraine de Bir Louchichi vers la ville de Sidi Fredj. L'objectif de notre étude consiste à déterminer les dimensions des canalisations et la protection des ces dernières d'un phénomène transitoire appelé le coup de bélier et de calculer les volumes des réservoirs, en prenant en compte l'aspect technique et économique afin de répondre à la demande des habitants de cette ville, à la fois quantitative et qualitative.

Abstract

The town of Sidi Fredj (W. Of Souk-Ahras) suffers from a large deficit in drinkable water supply due to the demographic increase, which requires the realization of a general study aiming at improving the situation, through providing this city with drinking water starting from the field of collection of underground waters of Bir Louchichi towards the town of Sidi Fredj. The objective of our study consists in determining the dimensions of the canalization and the protection of the latter of a transitory phenomenon called the water hammer and to calculate the reservoirs volumes taking into account the technical as well as the economic aspects in order to respond to the inhabitants' needs both quantitatively and qualitatively.

SOMMAIRE

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

CHAPITRE I : Présentation de la zone d'étude

Introduction.....	2
I.1. Situation géographique.....	2
I.2. Topographie.....	3
I.3. Situation climatologique du site.....	3
I.3.1.Pluviométrie.....	3
I.3.2. Température.....	4
I.3.3.Gelée.....	4
I.4. Situation démographique.....	4
I.4.1. Population.....	4
I.5. Situation hydraulique actuelle.....	5
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. Evolution des besoins en eau potable.....	8
II.2.1. Généralités.....	8
II.2.2. Dotation d'eau potable domestique.....	9
II.2.3. Récapitulatif des différentes consommations journalières.....	12
II.3. Estimation des pertes.....	13
II.4. Etude des variations des débits de consommation.....	14
II.4.1. Variation de la consommation journalière.....	14
II.4.2. Variation de la consommation horaire.....	15
II.5. Variation des débits horaires (2 ^{ème} méthode).....	18
Conclusion.....	20

CHAPITRE III : Etude des variantes d'adduction

Introduction.....	21
III.1. Les conduites d'adduction.....	21
III.1.1. Généralité.....	21
III.1.2. Types d'adduction.....	21

III.2.	Principe du tracé.....	22
III.3.	Choix de type de canalisation.....	22
III.4.	Proposition des variantes de tracé.....	24
III.5.	Proposition des variantes de cote d'emplacement du réservoir tampon.....	25
III.6.	Etude technico-économique de l'adduction.....	26
III.6.1.	Etude de l'adduction par refoulement.....	27
III.6.2.	Frais d'exploitation.....	30
III.6.3.	Frais d'amortissement.....	32
III.6.4.	Cas gravitaire.....	33
III.7.	Variante N°1.....	34
III.7.1.	Détermination des diamètres économiques de la conduite de refoulement....	34
III.7.2.	Partie gravitaire (réservoir tampon-réservoir de distribution koudiat el assa)..	44
III.8.	Variante N°2.....	47
III.8.1.	Détermination des diamètres économiques de la conduite de refoulement.....	47
III.8.2.	Partie gravitaire (Réservoir tampon-Réservoir de distribution koudiat el assa).....	57
Conclusion.....		60

CHAPITRE IV : Ouvrages de stockage

Introduction.....		61
IV.	Etude des réservoirs.....	61
IV.1.	Rôles des réservoirs.....	61
IV.2.	Classification des réservoirs.....	61
IV.3.	Fonctions des réservoirs.....	62
IV.4.	Emplacement des réservoirs.....	62
IV.5.	Choix du réservoir.....	63
IV.6.	Description du réservoir existant.....	63
IV.7.	Equipement des réservoirs.....	63
IV.8.	Prescriptions sanitaires.....	65
IV.9.	Capacité des réservoirs.....	67
IV.9.1.	Cas d'une adduction par refoulement.....	67
IV.9.2.	Cas d'une adduction gravitaire.....	69
IV.10.	Dimensionnement des réservoirs.....	69
IV.11.	Forme des réservoirs de stockage.....	72

Conclusion.....	73
-----------------	----

CHAPITRE V : Etude de pompage

Introduction.....	74
V.1. Choix de l'emplacement de la station de pompage.....	74
V.2. Choix du type de pompe.....	74
V.3. Choix du nombre de pompes.....	74
V.4. Les modes de couplage des pompes.....	75
V.5. Dimensionnements des pompes immergées.....	76
V.6. Dimensionnement de la station de pompage.....	83
V.7. Encombrement des pompes choisies.....	85
V.8. Points de fonctionnement des pompes.....	89
V.9. Courbes caractéristiques des conduites.....	90
V.10. Adaptation des pompes aux conditions de fonctionnement données.....	96
V.11. Application des modes de réglage.....	98
V.12. Etude de cavitation.....	103
V.13. Choix du moteur électrique.....	107
V.14. Choix du bâtiment.....	110
Conclusion.....	112

CHAPITRE VI : Protection contre le coup de bélier

Introduction.....	113
VI.1. Définition.....	113
VI.2. Protection des conduites contre le coup de bélier.....	113
VI.3. Description des phénomènes physiques.....	114
VI.4. Protection de la conduite gravitaire contre le coup de bélier.....	115
VI.4.1. Calcul de la célérité d'ondes.....	115
VI.4.2. Valeur numérique du coup de bélier.....	116
VI.4.3. Moyen de protection contre le coup de bélier.....	117
VI.5. Protection de la conduite de refoulement contre le coup de bélier.....	117
VI.5.1. Calcul des réservoirs d'air.....	118
VI.5.2. Dimensionnement des réservoirs d'air.....	119
VI.5.3. Calcul des capacités des différents réservoirs d'air.....	121
Conclusion.....	121

CHAPITRE VII : Organisation de chantier

Introduction.....	122
VII.1. Organisation de chantier.....	122
VII.1.1. Implantation du tracé des tranchées sur le terrain.....	122
VII.1.2. Le volume des déblais.....	124
VII.1.3. Choix de l'excavateur et le procédé d'excavation.....	125
VII.1.4. Travaux concernant les stations de pompage.....	132
VII.1.5. Travaux concernant les réservoirs.....	136
VII.1.6. Evaluation du projet.....	137
VII.2. Pose des canalisations et accessoires.....	141
VII.2.1. Pose des canalisations.....	138
VII.2.2. Accessoires.....	142
VII.2.3. Organes de raccordement.....	146
VII.2.4. Organes de mesure.....	147
VII.3. Sécurité du travail.....	151
VII.3.1. Causes des accidents de travail.....	151
VII.3.2. Mesures préventives pour éviter les causes des accidents.....	152
VII.3.3. Equipements auxiliaires.....	153
Conclusion.....	155
CONCLUSION GENERALE.....	157

Liste des figures

CHAPITRE I : Étude de reconnaissance de la zone d'étude

Figure I. 1 : carte administratif Présente la situation géographique de la région d'étude à l'échelle 1/400.000 (source DRE).....	3
---	---

CHAPITRE II : Estimation des besoins en eau

Figure II. 1 : Graphe de l'évolution démographique pour différents horizons	8
Figure II. 2 : Graphe des besoins moyens journaliers de Sidi Fredj pour différents horizons .	11
Figure II. 3 : Diagramme de la consommation d l'année 2047.....	19
Figure II. 4 : Courbe de la consommation cumulée horaire pour une journée de l'année 2047	19

CHAPITRE III : étude des variantes d'adduction

Figure III. 1 : Schéma vertical de la variante N° 1	25
Figure III. 2 : Schéma de la variante N° 1.....	26
Figure III. 3 : Schéma de la variante N° 2.....	26
Figure III. 4 : Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation du tronçon (forage M11-SP)	36
Figure III. 5 : Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation du tronçon (forage M1bis-SP)	38
Figure III. 6 : Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation du tronçon (forage M12-SP)	40
Figure III. 7 : Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation du tronçon (forage M2 bis-SP)	42
Figure III. 8 : Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation du tronçon (SP-Réservoir tampon).....	44
Figure III. 9 : Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation du tronçon (forage M11-SP)	48
Figure III. 10 : Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation du tronçon (forage M1bis-SP)	50
Figure III. 11 : Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation du tronçon (forage M12-SP)	52

Figure III. 12 : Bilan des frais d’amortissement et d’exploitation du tronçon (forage M2 bis-SP).....	54
Figure III. 13 : Bilan des frais d’amortissement et d’exploitation du tronçon (SP-Réservoir tampon).....	57

CHAPITRE IV : Ouvrages de stockage

Figure IV. 1 : Schéma d’un réservoir semi entirée	67
Figure IV. 2 : La courbe d’apport et la courbe de consommation totale.....	69

CHAPITRE V : Etude de pompage

Figure V. 1 : Couplage de deux pompes en parallèle.....	75
Figure V. 2 : Couplage de deux pompes en série.....	76
Figure V. 3 : Courbes caractéristiques de la pompe pour le forage M11.....	82
Figure V. 4 : Courbes caractéristiques de la pompe pour le forage M2bis.....	82
Figure V. 5 : Courbes caractéristiques de la pompe pour le forage M12.....	82
Figure V. 6 : Courbes caractéristiques de la pompe pour le forage M1bis.....	83
Figure V. 7 : Courbes caractéristiques de station de pompage	84
Figure V. 8 : Encombrement de la pompe du forage M11.....	85
Figure V. 9 : Encombrement de la pompe du forage M1 bis.....	86
Figure V.10: Encombrement de la pompe du forage M12.....	87
Figure V. 11 : Encombrement de la pompe du forage M2 bis	87
Figure V. 12 : Encombrement de la pompe de station de pompage	89
Figure V. 13 : Détermination du point de fonctionnement.	90
Figure V. 14 : Point de fonctionnement de la pompe du forage M11.....	91
Figure V. 15 : Point de fonctionnement de la pompe du forage M1bis.....	92
Figure V. 16 : Point de fonctionnement de la pompe du forage M12.....	93
Figure V. 17 : Point de fonctionnement de la pompe du forage M2bis.....	94
Figure V. 18 : Point de fonctionnement des pompes de la SP	95
Figure V. 19 : Modes de réglage de la station de pompage.	103
Figure V. 20: Graphe des courbes NPSH.....	104

CHAPITRE VI : Protection contre le coup de bélier

Figure VI. 1 : Variation du volume d'air au cours des phases de fonctionnement du 118

CHAPITRE VII : Organisation de chantier et sécurité de travail

Figure VII. 1 : Schéma de la tranchée.	124
Figure VII. 2 : Pelle équipée en rétro	128
Figure VII. 3 : Bulldozer	129
Figure VII. 4 : Rouleau lisse	130
Figure VII. 5 : Réseau à nœud.....	131
Figure VII. 6 : Pose des canalisations en PEHD en tranchée.....	141
Figure VII. 7 : Robinet vanne papillon.	136
Figure VII. 8 : Clapet anti retour.....	142
Figure VII. 9 : Réducteur de pression.	143
Figure VII. 10 : Les différents types de ventouses.....	144
Figure VII. 11 : Crépine.	146
Figure VII. 12 : Diaphragme.....	147
Figure VII. 13 : Venturi.....	148
Figure VII. 14 : Tuyère.	149
Figure VII. 15 : Manomètre à aiguilles.	149
Figure VII. 16 : Manomètre à soufflet.	150
Figure VII. 17 : casque, gans, chaussures, lunette de protection.....	152
Figure VII. 18 : Le pont roulant.....	154

Liste des tableaux

CHAPITRE I : Étude de reconnaissance de la zone d'étude

Tableau I. 1 : Précipitation Moyenne Mensuelle en (mm) sur une période de 30 ans :.....	4
Tableau I. 2 : Températures Moyennes Mensuelles sur une période de 30 ans :.....	4
Tableau I. 3 : Les caractéristiques des forages de BIR LOUCHICHI sont données dans le tableau suivant :.....	6
Tableau I. 4 : Production journalière des forages :	6

CHAPITRE II : Estimations des besoins en eau

Tableau II. 1 : Estimation de la population future de l'agglomération	7
Tableau II. 2 : Dotation unitaire moyenne	9
Tableau II. 3 : Répartition des besoins moyens journaliers de la ville de Sidi Fredj.....	10
Tableau II. 4 : Tableau récapitulatif des besoins scolaires.....	11
Tableau II. 5 : <i>Tableau récapitulatif des besoins administratifs</i>	12
Tableau II. 6 : Tableau récapitulatif des différentes consommations journalières.....	12
Tableau II. 7 : Tableau récapitulatif des consommations journalières $Q_{min j}$; $Q_{moy j}$; $Q_{max j}$	15
Tableau II. 8 : Tableau des déficits à combler à l'an 2047	15
Tableau II. 9 : Variation de β min en fonction du nombre d'habitants [2].....	16
Tableau II. 10 : Variation de β max en fonction du nombre d'habitants [2]	17
Tableau II. 11 : Variations du débit horaire pour la commune	18

CHAPITRE III : étude des variantes d'adduction

Tableau III. 1 : comparaison entre les différents types de matériaux	23
Tableau III. 2 : les valeurs de M.....	29
Tableau III. 3 : Coefficients K' , m , β pour différents types du tuyau	29
Tableau III. 4 : les valeurs de α , a , b :	30
Tableau III. 5 : Calcul de la HMT du Tronçon (forage M11-SP) :	34
Tableau III. 6 : Calcul des frais d'amortissement du tronçon (forage M11-SP) :	35
Tableau III. 7 : Calcul des frais d'exploitation du tronçon (forage M11-SP) :.....	35
Tableau III. 8 : Bilan du tronçon (forage M11-SP) :	35
Tableau III. 9 : Calcul de la HMT du Tronçon (forage M1bis-SP) :	36
Tableau III. 10 : Calcul des frais d'amortissement du tronçon (forage M1bis-SP) :.....	37
Tableau III. 11 : Calcul des frais d'exploitation du tronçon (forage M1bis-SP) :.....	37
Tableau III. 12 : Bilan du tronçon (forage M1bis-SP) :	37
Tableau III. 13 : Calcul de la HMT du Tronçon (forage M12-SP) :	38

Tableau III. 14 : Calcul des frais d'amortissement du tronçon (forage M12-SP) :	39
Tableau III. 15 : Calcul des frais d'exploitation du tronçon (forage M12-SP) :.....	39
Tableau III. 16 : Bilan du tronçon (forage M12-SP) :	39
Tableau III. 17 : Calcul de la HMT du Tronçon (forage M2 bis-SP) :	40
Tableau III. 18 : Calcul des frais d'amortissement du tronçon (forage M2bis-SP) :.....	41
Tableau III. 19 : Calcul des frais d'exploitation du tronçon (forage M2bis-SP) :.....	41
Tableau III. 20 : Bilan du tronçon (forage M2 bis-SP) :	41
Tableau III. 21 : Calcul de la HMT du Tronçon (SP-Réservoir tampon) :	42
Tableau III. 22 : Calcul des frais d'amortissement du tronçon (SP-Réservoir tampon) :.....	43
Tableau III. 23 : Calcul des frais d'exploitation du tronçon (SP-Réservoir tampon) :.....	43
Tableau III. 24 : Bilan du tronçon (SP-Réservoir tampon) :	44
Tableau III. 25 : Paramètre hydraulique de la partie gravitaire	46
Tableau III. 26 : Les frais d'investissement de la conduite gravitaire	46
Tableau III. 27 : Calcul de la HMT du Tronçon (forage M11-SP)	47
Tableau III. 28 : Calcul des frais d'amortissement du tronçon (forage M11-SP).....	47
Tableau III. 29 : Calcul des frais d'exploitation du tronçon (forage M11-SP).....	48
Tableau III. 30 : Bilan du tronçon (forage M11-SP).....	48
Tableau III. 31 : Calcul de la HMT du Tronçon (forage M1bis-SP)	49
Tableau III. 32 : Calcul des frais d'amortissement du tronçon (forage M1bis-SP).....	49
Tableau III. 33 : Calcul des frais d'exploitation du tronçon (forage M1bis-SP).....	50
Tableau III. 34 : Bilan du tronçon (forage M1bis-SP)	50
Tableau III. 35 : Calcul de la HMT du Tronçon (forage M12-SP)	51
Tableau III. 36 : Calcul des frais d'amortissement du tronçon (forage M12-SP).....	51
Tableau III. 37 : Calcul des frais d'exploitation du tronçon (forage M12-SP).....	52
Tableau III. 38 : Bilan du tronçon (forage M12-SP).....	52
Tableau III. 39 : Calcul de la HMT du Tronçon (forage M2 bis-SP)	53
Tableau III. 40 : Calcul des frais d'amortissement du tronçon (forage M2bis-SP).....	53
Tableau III. 41 : Calcul des frais d'exploitation du tronçon (forage M2bis-SP).....	53
Tableau III. 42 : Bilan du tronçon (forage M2 bis-SP)	54
Tableau III. 43 : Calcul de la HMT du Tronçon (SP-Réservoir tampon)	55
Tableau III. 44 : Calcul des frais d'amortissement du tronçon (SP-Réservoir tampon).....	55
Tableau III. 45 : Calcul des frais d'exploitation du tronçon (SP-Réservoir tampon).....	56
Tableau III. 46 : Bilan du tronçon (SP-Réservoir tampon)	56
Tableau III. 47 : Paramètre hydraulique de la partie gravitaire :	59
Tableau III. 48 : Les frais d'investissement de la conduite gravitaire :	59
Tableau III. 49 : Les bilans de chaque tronçon :	59
Tableau III. 50 : Le dimensionnement final de l'adduction :	60

CHAPITRE IV : Ouvrages de stockage

Tableau IV. 1 : Fonctions d'un réservoir.	62
Tableau IV. 2 : les caractéristiques de réservoir existant	63

Tableau IV. 3 : Evaluation du volume résiduel du réservoir surélevé [partie haute] à l’horizon d’étude 2047.....	70
Tableau IV. 4 : Tableau donnant les dimensions des réservoirs	73

CHAPITRE V :

Tableau V. 1 : Variantes pour le choix du type de pompes (M11)	78
Tableau V. 2 : Les caractéristiques du groupe électropompe choisi	79
Tableau V. 3 : Variantes pour le choix du type de pompes (M1bis).....	79
Tableau V. 4 : Les caractéristiques du groupe électropompe choisi	80
Tableau V. 5 : Variantes pour le choix du type de pompes (M12)	80
Tableau V. 6 : Les caractéristiques du groupe électropompe choisi	80
Tableau V. 7 : Variantes pour le choix du type de pompes (M2bis).....	81
Tableau V. 8 : Les caractéristiques du groupe électropompe choisi	81
Tableau V. 9 : Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre	83
Tableau V. 10 : Les caractéristiques du groupe électropompe choisi	85
Tableau V. 11 : Dimensions de la pompe du forage M11.....	86
Tableau V. 12 : Dimensions de la pompe du forage M11 bis.....	87
Tableau V. 13 : Dimensions de la pompe du forage M12.....	88
Tableau V. 14 : Dimensions de la pompe du forage M2 bis.....	89
Tableau V. 15 : Dimensions de la pompe de la station de pompage.....	90
Tableau V. 16 : Courbe caractéristique de la conduite de refoulement (M11-SP)	91
Tableau V. 17 : Courbe caractéristique de la conduite de refoulement (M1bis-SP).....	92
Tableau V. 18 : Courbe caractéristique de la conduite de refoulement (M12-SP)	93
Tableau V. 19 : Courbe caractéristique de la conduite de refoulement (M2bis-SP).....	94
Tableau V. 20 : Courbe caractéristique de la conduite de refoulement (SP-Réservoir tampon)	95
Tableau V. 21 : Calcul des prix d’énergie pour les différents modes de réglage.....	99
Tableau V. 22 : Calcul des prix d’énergie pour les différents modes de réglage.....	99
Tableau V. 23 : Calcul des prix d’énergie pour les différents modes de réglage.....	100
Tableau V. 24 : Calcul des prix d’énergie pour les différents modes de réglage.....	101
Tableau V. 25 : Calcul des prix d’énergie pour les différents modes de réglage.....	103
Tableau V26 . Variation de la tension de vapeur d’eau en fonction de la température	105
Tableau V. 27 : Coefficient de correction en fonction de la puissance.....	108
Tableau V:28 . Les dimensions du bâtiment de la station de pompage	112

CHAPITRE VI : Protection contre le coup de bélier

Tableau VI. 1 : Calcul du coup de bélier.....	117
Tableau VI. 2 : Les caractéristiques des différents tronçons de l'adduction de refoulement:	120

Tableau VI. 3 : Calcul de célérité d'onde des différents tronçons de l'adduction de refoulement	120
Tableau VI. 4 : Calcul de volume des différents réservoirs d'air de l'adduction de refoulement	121

CHAPITRE VII : Organisation de chantier et sécurité de travail

Tableau VII. 1 : Choix du coefficient du talus.....	124
Tableau VII. 2 : Calcul du volume du déblai.	125
Tableau VII. 3 : Capacité du godet en fonction du volume de terrassement. [7].....	126
Tableau VII. 4 : Calcul du volume du remblai.....	127
Tableau VII. 5 : Choix du bulldozer en fonction de la capacité du godet.....	129
Tableau VII. 6 : Détermination du délai de la réalisation.	130
Tableau.VII.7 : Devis estimatif de l'établissement du projet.....	144
Tableau.VII.8 : Devis estimatif global.....	145

LISTES DES ANNEXES

Annexe II.1: Répartition horaire des pourcentages du débit maximum journalier.

Annexe III.2 : Disposition des conduite de refoulement à l'entrée de la Bâche R 500m³.

Annexe VI. 4 : abaque de Vibert pour la station M11.

Annexe VI. 5 : abaque de Vibert pour la station M1bis.

Annexe VI. 6 : abaque de Vibert pour la station M12.

Annexe VI. 7 : abaque de Vibert pour la station M1bis.

Annexe VI. 8: abaque de Vibert pour la station SP.

LISTES DES PLANCHES

Planche N°1 : Levé topographique global

Planche N°2 : Profil en long piézométrique de la conduite de refoulement : station de pompage de Bir Louchichi vers le réservoir tampon R120m³

Planche N°3 : Profil en long piézométrique partielle de la conduite gravitaire de réservoir tampon R120 m³ vers le réservoir de distribution R1200 m³ de koudiat el assa

Planche N°4 : Plan de situation du projet d'adduction d'eau

Planche N°5 : Plan des équipements de la station de pompage de Bir Louchichi

Planche N°6 : Schéma synoptique du système d'adduction

NOMONCLATURE

P_n : Population totale à l'horizon projeté.....	hab
P_o : Population de référence [Dernier recensement].....	hab
α : Taux d'accroissement annuel	%
n : Nombre d'année séparant les deux horizons.	
$Q_{\text{moy},j}$: Débit moyen journalier.....	[m ³ /j]
$Q_{\text{max},j}$: Débit maximale journalier.....	[m ³ /j]
$Q_{\text{min},j}$: Débit minimale journalier.....	[m ³ /j]
q : Dotation moyenne journalière	[l/hab/j]
N : Nombre de consommateurs	[Unité]
$K_{\text{max},j}$: Coefficient d'irrégularité journalière maximum.	
$K_{\text{min},j}$: Coefficient d'irrégularité journalière maximum.	
$K_{\text{max},h}$: Coefficient maximale horaire.	
$\alpha_{\text{max}}, \alpha_{\text{min}}$: Coefficient qui tient compte du confort des équipements de l'agglomération.	
$\beta_{\text{max}}, \beta_{\text{min}}$: Coefficient étroitement lié à l'accroissement de la population.	
V : Volume du bassin.....	[m ³]
T : Temps de vidange du bassin (réservoir tampon).....	[Minute]
V_T : Volume total	[m ³]
V_{inc} : Volume d'incendie	[m ³]
V_R : Volume du réservoir	[m ³]
H : Hauteur des réservoir	[m]
D : Diamètre des réservoirs	[mm]
h_{inc} : Hauteur d'incendie	[m]
S : Surface des réservoirs	[m ²]
ΔH : Perte de charge linéaire du au frottement	[m]
V, U : Vitesse d'écoulement.....	[m/s]
g : Accélération de la pesanteur.....	[m/s ²]
D : Diamètre intérieur de la conduite.....	[m]
L : Longueur de la conduite.....	[m]
λ : Coefficient de frottement linéaire.....	
ε : Rugosité absolue.....	[mm]
ν : Viscosité cinématique de l'eau à 20° c.....	[m ² /s]
β' : Coefficient dépendant du type d'écoulement.	
m : Coefficient dépendant du type du matériau.	
Cr : Côte de radier.....	[m]
Cp : Côte piézométrique.....	[m]
CTN : Côte du terrain naturel	[m]
CTP : Côte de trop plein.....	[m]
ΔP : Variation de pression.....	[m]
a : Célérité de l'onde.....	[m]
g : Accélération de la pesanteur.....	[m/s ²]
G : Coefficient dépendant de la nature de la conduite.	
e : Epaisseur de la conduite.....	[mm]
PN : Pression nominale.....	[Bars]
T' : Temps de fermeture de la vanne.....	[s]
K : Module d'élasticité de l'eau.....	[Pa]

E : Module d'élasticité du matériau.....[Pa]
Es : Module d'élasticité du sol.....[Pa]
vs : Coefficient de poisson du sol.
vm : Coefficient de poisson du matériau.
Htr : Hauteur de la tranchée.....[m]
m'' : Coefficient de talus.
Str : Section de la tranchée.

Introduction générale

Introduction générale

L'eau primordiale à la vie, implique pour son transport des connaissances diverses pour le calcul des ouvrages nécessaire.

Dans ce cadre, entre l'objet de la présente étude d'adduction de la ville de Sidi Fredj dans la Wilaya de Souk -Ahras à l'est d'Algérie. Cette souffre d'un déficit dans l'approvisionnement en eau potable, qui due à l'augmentation démographique, ce qui nécessite la réalisation d'une étude globale visant à améliorer la situation, en alimentant cette ville en eau potable à partir du champ de captage des eaux souterraine de Bir Louchichi vers la ville de Sidi Fredj.

A fin d'élaborer ce travail nous commençons par la collecte des données des différentes situations de la zone d'étude en chapitre 1 et de proposer des solutions pour l'approvisionnement en eau potable de la population, en évaluant la quantité d'eau demandée a l'horizon futur et tenant compte de la ressource en eau pouvant être mobilisé ceci en chapitre 2.

Dans le chapitre 3 nous étudiant les variantes du tracé et nous dimensionnons par la suite les ouvrages d'adduction d'eau à partir des forages .Nous calculons aussi les ouvrages de stockages en chapitre 4, et nous choisissons les moyens de pompages convenables en chapitre 5. La protection contre les phénomènes transitoires sera l'objet du chapitre 6, et nous allons étudier l'organisation des travaux de chantier tenant compte de la sécurité lors de leur exécution en chapitre 7.

Ce travail sera achevé par une conclusion générale.

Chapitre I : Étude de reconnaissance de la zone d'étude

Introduction

L'objectif de ce chapitre, est de connaître la situation de la zone d'étude de point de vue Géographique, climatique, démographique et hydraulique qui va nous permette de mener à bien notre travail.

I.1.Situation géographique

La wilaya de Souk-Ahras se situe à l'extrême Nord-Est du pays, près de la frontière tunisienne à **640 Kilomètres** d'Alger. La wilaya occupe une superficie de **4 360Km²** et entre latitude et longitude **36°17'15'' Nord 7°57'15'' Sud**, elle constitue l'une des principales Wilayas frontalières avec la Tunisie, sur une bande de **88km**.

La ville de Sidi Fredj se situe dans le daïra de Merahna à 33.5km au sud-est de son chef-lieu la wilaya de Souk Ahras. Elle est limitée à l'ouest par la commune de Taoura, au nord par la commune Merahna, Hedada, tandis qu'à l'Est par les frontières Algéro-Tunisienne et de sud par la commune d'Ouenza willaya de Tébessa. L'aire d'étude couvre la zone frontalière Algéro-Tunisienne de la ville de Souk Ahras et qui s'étend de M'nair II (Nord Est de la ville de Hedada – chef-lieu de commune) traversant les agglomérations de Bir Louchichi, Fedj Ayad, Dhamnet El Fhel, Ain Belkacem et M'nair I (situées au Sud de la ville de Heddada, chef-lieu de commune) à Koudiet El Assa (située au Sud-est de la ville de Sidi Fredj).

La région d'étude est représentée dans la figure (I.1) ci-dessous :

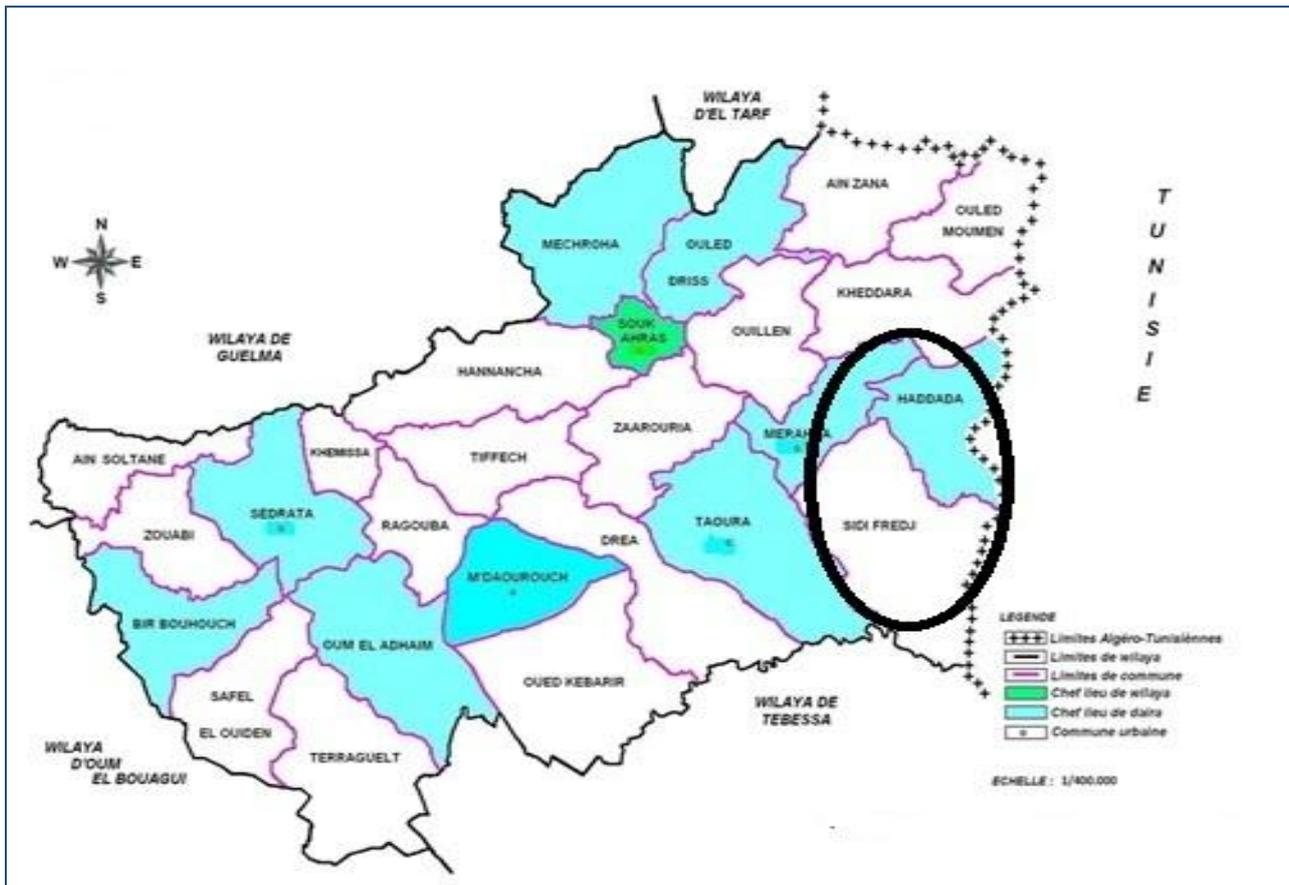


Figure I. 1 : carte administratif Présente la situation géographique de la région d'étude à l'échelle 1/400.000 (source DRE).

I.2.Topographie

Elle présente un relief accidenté avec une altitude moyenne de **1100m** au Nord et **700 m** au Sud.

La situation topographique de la zone d'étude est déterminée à la base d'une carte d'état-major au 1/50000 et aussi à l'aide d'un levé topographique effectué par le bureau d'étude (A,HARRAT).

I.3.Situation climatologique du site

I.3.1.Pluviométrie

Les précipitations sur la région tombent sous forme d'orage violent elles sont courtes et irrégulières. la pluviométrie est supérieure à 840mm/an. Les précipitations les plus importantes s'étalent sur trois mois d'octobre à mars.

Tableau I. 1 : Précipitation Moyenne Mensuelle en (mm) pour la période (1982-2012) :

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	La Somme
Précipitation (mm)	112	81.3	101.6	71.1	45.7	22.86	2.54	10.16	45.72	104.1	109.2	137.2	843.5

Source : DRE de Souk-Ahras : document de l'ANRH Constantine

I.3.2.Température

L'analyse des écarts thermiques dans la zone d'étude met en relief des températures élevées durant l'été. Les maxima thermiques moyens varient entre 25 et 32 °C, en hiver, les températures minimales de la région connaissent des valeurs relativement basses, leurs valeurs augmentent entre les deux périodes de référence. Ces valeurs oscillent entre 1 et 15 °C comme moyenne des minimas.

- Un été chaud et sec de **25° à 32° C** en Juillet et Août
- Un Hiver froid et humide de **1° à 15° C** en Janvier.

Tableau I. 2 : Températures Moyennes Mensuelles pour la période (1982-2012):

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
T. moyenne (°C)	8.9	10	11.7	13.9	17.8	21.7	25.6	26.7	22.8	18.9	13.9	10

Source : DRE de Souk-Ahras : document de l'ANRH Constantine

I.3.3.Gelée

En relève un certain nombre de jours de gelée blanche qui augmente du littoral vers l'intérieur. La moyenne de la gelée est de **23 jours/an** au Nord et **47 jours/an** au Sud.

I.4.Situation démographique

I.4.1.Population

La ville de Sidi Fredj à une population en voie de développement de vocation rurale à une vocation urbaine, Elle est dispersée sur l'ensemble de l'aire de la commune avec une concentration plus forte au centre de la commune. Cette population est passée de 15117 habitants en 2008, à 19382habitants en 2017 suit la loi des accroissements géométriques.

On constate une évolution des zones agglomérées au niveau de la commune Sidi Fredj entre 2008 et 2017.

I.5.Situation hydraulique actuelle

✓ Ressource en eau :

La ressource pour l'alimentation en eau potable de la ville de Sidi Fredj provient essentiellement du barrage de Ain Dalia, qui assure également l'alimentation d'autres centres urbains dans les wilayas de Souk-Ahras, Tébessa (Aouinette et Ouenza), Oum El Baouaghi et Guelma (M'djeze E'ssefa), d'après la DRE de Souk-Ahras, la ville de Sidi Fredj reçoit actuellement un débit mobilisé de **30l/s** à partir du barrage de Ain Dalia, ce barrage a une capacité de 82 Millions de m³, destiné à l'alimentation en eau potable de quelques villes des Wilayas de Souk-Ahras, Oum El Bouaghi, Tebessa et Guelma.

Donc ce débit ne permet pas de satisfaire les besoins en eau potable actuel. Vu le manque, les problèmes de faible pression et la dégradation d'alimentation en eau potable, on peut conclure que la ville de Sidi Fredj connaît un déficit en eau potable.

Donc il est impérativement urgent de renforcer la production actuelle par d'autres ressources ; Pour combler le manque actuel en eau de la ville, il est prévu le renforcement à partir des eaux souterraines provenant des forages de Bir Louchichi donnant un débit d'exploitation d'environ 68.06 l/sec.

✓ Caractéristiques des forages de renforcement :

Tableau I. 3 : Les caractéristiques des forages de BIR LOUCHICHI sont données dans le tableau suivant :

DENOMINATION des forages	Niveau dynamique	Profondeur (m)	Débits d'exploitation (m ³ /h)	OBSERVATIONS
M1bis	75	150	65.00	pour l'exploitation
M2bis	75	170	108.00	pour l'exploitation
M12	75	140	36	Au repos
M11	75	160	72.00	pour l'exploitation

Source : DRE de Souk-Ahras

✓ **Calcule du volume de production journalière des forages :**

Les pompes des forages refoule des débits journaliers (selon le tableau I-5)

Tableau I. 4 : Production journalière des forages :

Forages	m³/j	m³/h	l/s
M1bis	1430	65.00	18.06
M2bis	2376	108.00	30
M12	792	36.00	10
M11	1584	72.00	20
Total	5390	245	68.06

Source : DRE de Souk-Ahras

Conclusion :

Ce chapitre nous a permis de déterminer les données nécessaires concernant la zone d'étude du point de vue topographie, démographie ainsi que la situation hydraulique. Ces données nous serviront de base pour notre étude.

Chapitre II : Estimation des besoins en eaux

Introduction

L'estimation des besoins en eau d'une agglomération nous exige de donner une norme (dotation) fixée pour chaque catégorie de consommateur.

Cette estimation en eau dépend de plusieurs facteurs (de l'évolution de la population, des équipements sanitaires, du niveau de vie de la population,...etc). Elle diffère aussi d'une période à une autre et d'une agglomération à une autre.

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

La croissance démographique est soumise à deux mouvements :

- Le mouvement migratoire.
- L'accroissement naturel.

Le nombre d'habitants de la ville de Sidi Fredj à l'année de recensement est estimé à 15117 habitants (2008 l'année de référence). Actuellement ce nombre a développé en 19382 habitants (2017).

En Algérie il a été constaté que l'évolution démographique suit la loi des accroissements géométriques qui est donnée par la loi des intérêts composés :

$$P_x = P_0 * (1+t)^n \quad (\text{II-1})$$

Avec :

- **P_x** : population à l'horizon de calcul (2047). (hab)
- **P₀** : population a l'année de référence (2017).
- **t**: taux d'accroissement démographique, t=2.8% (Source APC de Souk Ahras)
- **n** : nombre d'année séparant l'année de référence et l'horizon de calcul (30ans).

Le résultat de calcul de l'évolution de la population à différents horizons est donné dans le tableau suivant :

Tableau II. 1 : Estimation de la population future de l'agglomération

Zone d'étude	Population en 2008	Population en 2017	Population en 2047
Sidi Fredj	15117	19382	44380

Source : DRE Souk Ahras

A l'horizon 2047, le nombre d'habitants totaux de la région d'étude sera de **44380 habitants**.

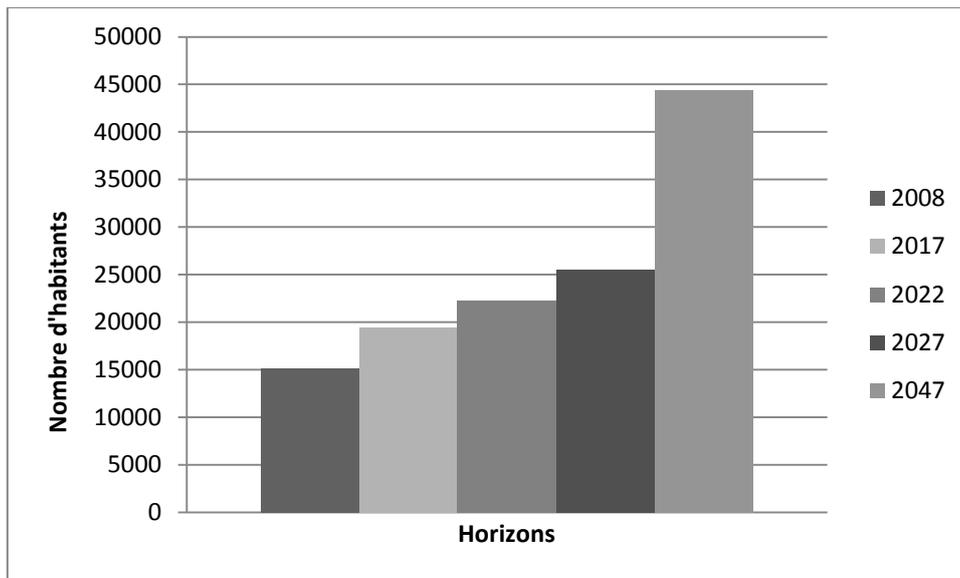


Figure II. 1 : Graphe de l'évolution démographique pour différents horizons

II.2. Evolution des besoins en eau potable

II.2.1. Généralités

La quantité d'eau potable à garantir est en fonction des différents besoins de consommateurs qui sont les suivants :

✓ **Besoins domestique :**

C'est l'utilisation de l'eau potable pour : la préparation des repas, besoin de propreté, le lavage de la vaisselle et de 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.

✓ **Besoin publics :**

C'est 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.

✓ **Besoin industriels et agricoles :**

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

✓ **Besoin scolaires :**

C'est la quantité d'eau demandée par les écoles primaires, moyennes et secondaires, privées ou publics, les centres de formations...etc.

✓ **Besoins d'incendie :**

C'est la quantité d'eau nécessaire pour la lutte contre l'incendie.

✓ **Besoins ZET (zone d'extension touristique) :**

On entend par les besoins des ZET, les quantités d'eau demandées par les zones d'extension touristique.

II.2.2. Dotation d'eau potable domestique

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

La dotation en eau potable est plus faible dans les régions pauvres que dans les régions riches .Pour répondre à toutes sortes de consommation, la dotation moyenne selon la source du plan national de l'eau 1997, pour notre agglomération elle est déduite a partir du tableau II.2:

Tableau II. 2 : Dotation unitaire moyenne

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

Source : Plan National de l'eau

Vu le caractère rural de la zone à alimenter et la dotation actuelle qui est de 100 l/j/hab, la DRE de la wilaya de Souk Ahras a adopté une dotation de 160 l/j/hab pour l'horizon de 2047.

L'estimation des besoins en eau potable englobe les besoins domestiques ainsi que tous les autres types de consommations.

II.2.2.1. Débit moyen journalier domestique

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

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

Avec :

- $Q_{moy,j}$: débit moyen journalier en (m³/j)
- dot : dotation journalière en (l/j/hab)
- N : nombre d'habitants (hab)

Les résultats de l'évaluation des besoins moyens journaliers de la ville de Sidi Fredj à différents horizons

Tableau II. 3 : Répartition des besoins moyens journaliers de la ville de Sidi Fredj

Horizons	Population (habitants)	Dotation (l/j/hab)	$Q_{moy,j}$ (m ³ /j)	$Q_{moy,j}$ (l/s)
2017	19382	100 l/j/hab	1938.2	22.43
2022	22252	160 l/j/hab	3560.32	41.21
2027	25546	160 l/j/hab	4087.36	47.31
2047	44380	160 l/j/hab	7100.8	82.19

D'après le tableau II.3 : le débit moyen journalier est égal à : 7100.8 m³/j c'est-à-dire ;
 $Q_{moy,j} = 82.19$ (l/s)

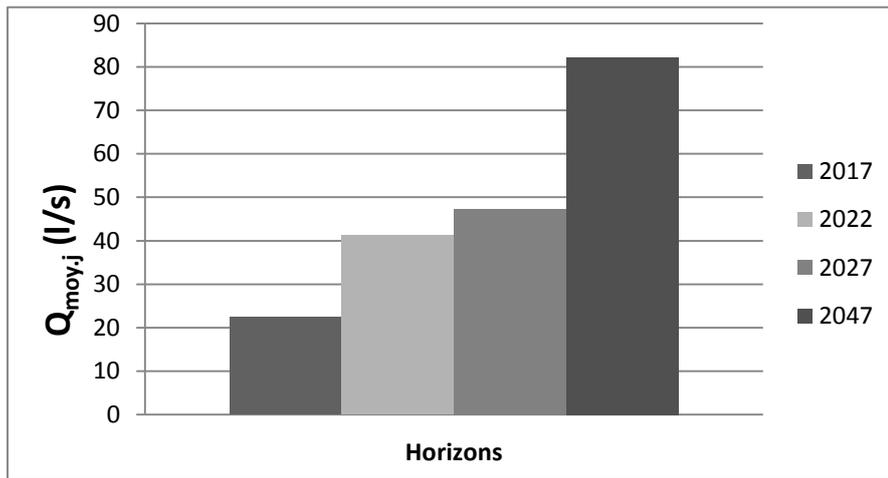


Figure II. 2 : Graphe des besoins moyens journaliers de Sidi Fredj pour différents horizons

II.2.2.2. Débit moyen journalier d'équipement

II.2.2.2. 1. Les besoins scolaires

Les besoins des différents équipements scolaires recueillis au niveau des différentes localités concernées par notre étude sont regroupés dans le tableau II.4 :

Tableau II. 4 : Tableau récapitulatif des besoins scolaires

Type d'équipement	Unité	Nombre élève		Dotation (l/j/ unité)	Q _{moy} (m ³ /j)	
		2017	2047		2017	2047
Primaire	Elève	1500	3500	20	30	70
CEM	Elève	700	1800	20	14	36
Lycée	Elève	500	1500	20	10	30
Total	Elève	2700	6800	/	54	136

Source : DRE (Souk Ahras) : document de Plan National de l'eau

II.2.2.2. 2. Besoins administratifs

Les divers équipements administratifs de la ville concernée, leurs dotations et les débits journaliers correspondants sont dans le tableau II.5.

Tableau II. 5 : Tableau récapitulatif des besoins administratifs

Type d'équipement	Unité	Nombre en 2047	Dotation (l/j/unité)	Qmoy (m3/j)
Siege APC	Employé	120	15	1.8
Gendarmerie	Personne	300	50	15
Protection civile	Agent	100	30	3
Polyclinique	Lits	15	400	6
Salle de soin	Lits	15	400	6
Mosquée	Fidèle	1000	10	10
Centre Culturel	Personne	30	10	0.3
Stade de foot ball	Personne	40	80	3.2
Services	Nombre	Surface(m ²) unité	Dotation (l/j/unité)	Qmoy (m3/j)
Marché couvert	1	1000	5	5
Station de service	1	2800	5	14
Locaux commerciaux	40	1000	2	2
Totale				66.3

Source : DRE (Souk Ahras) : document de Plan National de l'eau

II.2.3.Récapitulatif des différentes consommations journalières

Les besoins de différentes consommations calculés sont regroupés dans le tableau II.6.

Tableau II. 6 : Tableau récapitulatif des différentes consommations journalières

Besoins domestiques (m ³ /j)	Besoins scolaires (m ³ /j)	Besoins administratifs (m ³ /j)	Total Q (m ³ /j)
7100.8	136	66.3	7303.1

A l'horizon 2047, les besoins moyens journaliers totaux de la ville de Sidi Fredj sont estimés à **7303.1 m³/j**, soit un débit de **84.53 l/s**.

II.3. Estimations des pertes

Par le terme ‘pertes’, il désigne la part du volume total introduit dans un réseau de distribution et qui ne peut être considéré dans les calculs de bilan (volume mesuré distribué par rapport au volume mesuré prélevé).

Les pertes sont réparties en deux catégories à savoir : les pertes administratives et les pertes physiques :

- Les pertes administratives concernent surtout:
 - Les prélèvements non comptabilisés des branchements domestiques (manque de compteurs) ;
 - Le système de facturation au forfait ;
 - Les prélèvements illégaux ;
- Les pertes physiques concernent surtout:
 - Les fuites dans le réseau d’approvisionnement (joints défectueux des raccordements des tuyaux, conduites et robinetterie, réservoirs non étanches, perforation des conduites, etc.) ;
 - Autres prélèvements non rémunérés comme par exemple, prise pour la lutte contre les incendies,
 - prélèvements pour travaux d’inspection et entretien du réseau, rinçage des conduites etc.

Le calcul du besoin en eau à fournir pour satisfaire la demande en eau des différents secteurs se fait comme suit :

Considérer un taux de perte de 20% selon une estimation de DRE de l’état futur de réseau :
Besoin = 20%. Demande totale (m^3/j) = $1.2 * Q_{moy j} = 1.2 * 7303.1 = 8763.72 m^3/j$

II.4. Etude des variations des débits de consommation

Les débits de consommation sont soumis à plusieurs variations dans le temps :

- Variations annuelles qui dépendent du niveau de vie de l’agglomération considérée
- Variations mensuelles et saisonnières qui dépendent de l’importance de la ville ;
- Variations journalières qui dépendent du jour de la semaine où la consommation est plus importante au début de la semaine qu’en weekend. En raison de cette irrégularité de consommation, le débit exigé pour les consommateurs sera déterminé en attribuant au débit moyen journalier les coefficients d’irrégularité.
Cette évaluation importante, permettra de dimensionner le réseau d’adduction.

II.4.1.Variation de la consommation journalière

Au cours de l'année, la consommation de l'eau connaît des fluctuations autour de la consommation moyenne journalière, il existe une journée où la consommation de l'eau est maximale ; de même il existe une journée où elle est minimale.

II.4.1.1.Variation de la consommation maximale journalière

Par rapport à la consommation moyenne journalière déterminée, nous pouvons mettre en évidence un rapport nous indiquant de combien de fois la consommation maximale dépassera la moyenne de consommation. Ce rapport est désigné sous le terme de coefficient d'irrégularité journalière maximum **K_{max,j}** qui tient compte des pertes d'eau dans le réseau et des gaspillages. Il peut être obtenu par le rapport de la consommation maximale journalière à la consommation moyenne journalière :

$$Q_{\max,j} = K_{\max,j} * Q_{\text{moy},j} \quad (\text{II-3})$$

- **Q_{max,j}** : Consommation maximale journalière (m³/j)
- **Q_{moy,j}** : Consommation moyenne journalière (m³/j)

Avec :

K_{max,j} : Coefficient d'irrégularité journalière maximum [1,1- 1,3] [2]

Pour notre cas : K_{max,j}=1.3.

D'où : Q_{max,j}=1.3*Q_{moy,j}

II.4.1.2 .Variation de la Consommation minimale journalière

Par rapport à la consommation moyenne journalière déterminée, nous pouvons aussi mettre en évidence un rapport nous indiquant de combien de fois la consommation minimale est inférieure à la moyenne de consommation. Ce rapport est désigné sous le terme de coefficient d'irrégularité journalière minimum **K_{min,j}**, qui est :

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

- **Q_{min,j}** : Consommation minimale journalière (m³/j)
- **Q_{moy,j}** : Consommation moyenne journalière (m³/j)

Avec :

K_{min,j} : Coefficient d'irrégularité journalière minimum [0,7 -0,9] [2]

Pour notre cas : K_{min,j}=0,7.

D'où : Q_{min,j}=0.7*Q_{moy,j}

Les consommations moyennes, minimales et maximales journalières sont représentées dans le tableau II.7.

Tableau II. 7 : Tableau récapitulatif des consommations journalières $Q_{\min j}$; $Q_{\text{moy } j}$; $Q_{\max j}$

Localité	$Q_{\text{moy},j}$ (m ³ /j)	$K_{\min,j}$	$Q_{\min,j}$ (m ³ /j)	$K_{\max,j}$	$Q_{\max,j}$ (m ³ /j)
Sidi Fredj	8763.72	0,7	6134.604	1,3	11392.836

Le débit maximum journalier $Q_{\max,j} = 11392.836 \text{ m}^3/\text{j}$ c'est-à-dire $Q_{\max,j} = 131,86 \text{ l/s}$.

II.4.1.3. Calcul de déficit de consommation

La ville de Sidi Fredj reçoit un débit mobilisé de **30l/s** à partir du barrage d'Ain Dalia, donc ce débit est faible pour satisfaire les besoins actuel et futur en eau potable. Alors il est impérativement urgent de renforcer la production actuelle en eau potable par d'autres ressources; pour satisfaire les besoins en eau à l'horizon d'étude (2047), nous déterminons le déficit qui va aider pour la dimensionnement du réseau d'adductions; le déficit est la différence entre les besoins estimés et la production en eau existante.

Tableau II. 8 : Tableau des déficits à combler à l'an 2047

Localité	Besoins en eau à l'an 2047 en (m ³ /j)	Production en eau existante en (m ³ /j)	Déficit en (m ³ /j)
Sidi Fredj	11392.836	2592	8800.84

Donc : $Q_{\max j} = 8800.84 \text{ m}^3/\text{j} = 101.86 \text{ l/s}$.

II.4.2 .Variation de la consommation horaire

Au cours de la journée, le débit qui afflue du réservoir vers les consommateurs varie d'une heure à une autre. Néanmoins la somme de ces volumes d'eau horaires nous informe sur la consommation maximale journalière, Les consommations maximales et minimale horaire sont respectivement caractérisés par les coefficients maximum et minimum horaire ($K_{\max,h}$, $K_{\min,h}$) qui tiennent compte explicitement de l'aménagement des bâtiments, du niveau de développement d'équipement sanitaire, du régime du travail et d'autres conditions locales.

II.4.2 .1. Le débit minimum horaire

Le débit minimum horaire qui correspond au coefficient minimum horaire peut être également déterminé graphiquement ou analytiquement. Ce coefficient peut être décomposé à son tour, en deux autres coefficients qui dépendent des caractéristiques de l'agglomération à savoir :

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

On peut donc écrire :

$$K_{\min,h} = \alpha_{\min} * \beta_{\min} \quad (\text{II-5})$$

- $K_{\min,h}$: coefficient d'irrégularité horaire minimale
- α_{\min} : coefficient tenant compte du niveau de confort et des équipements de l'agglomération qu'est compris entre 0,4 et 0,6 (nous prenons $\alpha_{\min} = 0,4$).
- β_{\min} : coefficient donnée par un tableau est en fonction de la taille d'agglomération

Tableau II. 9 : Variation de β_{\min} en fonction du nombre d'habitants

Nombre d'habitants X 1000	<1,0	1,5	2,5	4,0	6,0	10	20	30	100	300	>1000
β_{\min}	0,1	0,1	0,1	0,2	0,25	0,4	0,5	0,6	0,7	0,83	1

Source : Polycopie d'Alimentation en Eau Potable, B.Salah,ENSH 1994

On prend :

$$\alpha_{\min} = 0,4 \text{ et } \beta_{\min} = 0,6$$

$$K_{\min,h} = 0,4 * 0,6 = 0,24 \Rightarrow K_{\min,h} = 0,24$$

Alors le débit minimum horaire :

$$Q_{\min,h} = K_{\min,h} * Q_{\text{moy. h}} = K_{\min,h} * (Q_{\text{max. j}}/24) \quad (\text{II-6})$$

$$Q_{\min,h} = 0,24 * (8800,84/24) = 88,01 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$\text{Alors : } Q_{\min,h} = 88,01 \text{ m}^3/\text{h} = 24,45 \text{ l/s}$$

II.4.2 .2. Le débit maximum horaire

Le débit maximum horaire qui correspond au coefficient maximum horaire peut être également déterminé graphiquement ou analytiquement. Ce coefficient peut être décomposé à son tour, en deux autres coefficients qui dépendent des caractéristiques de l'agglomération à savoir :

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

On peut donc écrire :

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

- $K_{\max,h}$: coefficient d'irrégularité horaire maximale
- α_{\max} : coefficient tenant compte du niveau de confort et des équipements de l'agglomération qu'est compris entre: 1,2 et 1,4.
- β_{\max} : coefficient donnée par un tableau est en fonction de la taille d'agglomération.

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

Nombre d'habitants X 1000	<1,0	1,5	2,5	4,0	6,0	10	20	30	100	300	>1000
β_{\max}	2	1.8	1.6	1.5	1.4	1.3	1.2	1.15	1.1	1.03	1

Source : Polycopie d'Alimentation en Eau Potable, B.Salah,ENSH 1994

On prend :

$$\alpha_{\max} = 1,4 \text{ et } \beta_{\max} = 1.15$$

$$K_{\max,h} = 1,4 * 1.15 = 1.61 \Rightarrow K_{\max,h} = 1.61$$

Alors le débit maximum horaire :

$$Q_{\max,h} = K_{\max,h} * Q_{\text{moy. h}} = K_{\max,h} * (Q_{\max,j}/24) \quad (\text{II-9})$$

$$Q_{\max,h} = 1.61 * (8800.84/24) = 590.39 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$\text{Alors : } Q_{\max,h} = 590.39 \text{ m}^3/\text{h} = 164 \text{ l/s}$$

II.5. Variation des débits horaires (2ème méthode)

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

II.5.1. Variations du débit horaire

La population de Sidi Fredj se trouve entre 10000 à 50000 habitants, ce qui correspond à la deuxième colonne du tableau des répartitions horaires du débit maximal journalier. (Voir Annexe II.1)

Tableau II. 11 : Variations du débit horaire

Heures	Variation de la consommation en % $Q_{\max,j} = 8800.84 \text{ m}^3/\text{j}$		Consommation cumulée	
	(%)	(m^3/h)	(%)	(m^3/h)
0-1	1,50%	132,01	1,50%	132,01
1-2	1,50%	132,01	3,00%	264,03
2-3	1,50%	132,01	4,50%	396,04
3-4	1,50%	132,01	6,00%	528,05
4-5	2,50%	220,02	8,50%	748,07
5-6	3,50%	308,03	12,00%	1056,10
6-7	4,50%	396,04	16,50%	1452,14
7-8	5,50%	484,05	22,00%	1936,18
8-9	6,25%	550,05	28,25%	2486,24
9-10	6,25%	550,05	34,50%	3036,29
10-11	6,25%	550,05	40,75%	3586,34
11-12	6,25%	550,05	47,00%	4136,39
12-13	5%	440,04	52,00%	4576,44
13-14	5%	440,04	57,00%	5016,48
14-15	5,50%	484,05	62,50%	5500,53
15-16	6%	528,05	68,50%	6028,58
16-17	6%	528,05	74,50%	6556,63
17-18	5,50%	484,05	80,00%	7040,67
18-19	5%	440,04	85,00%	7480,71
19-20	4,50%	396,04	89,50%	7876,75
20-21	4%	352,03	93,50%	8228,79
21-22	3%	264,03	96,50%	8492,81
22-23	2%	176,02	98,50%	8668,83
23-24	1,50%	132,01	100,00%	8800,84

Donc le débit de pointe $Q_{pte}=550,05\text{m}^3/\text{h}$

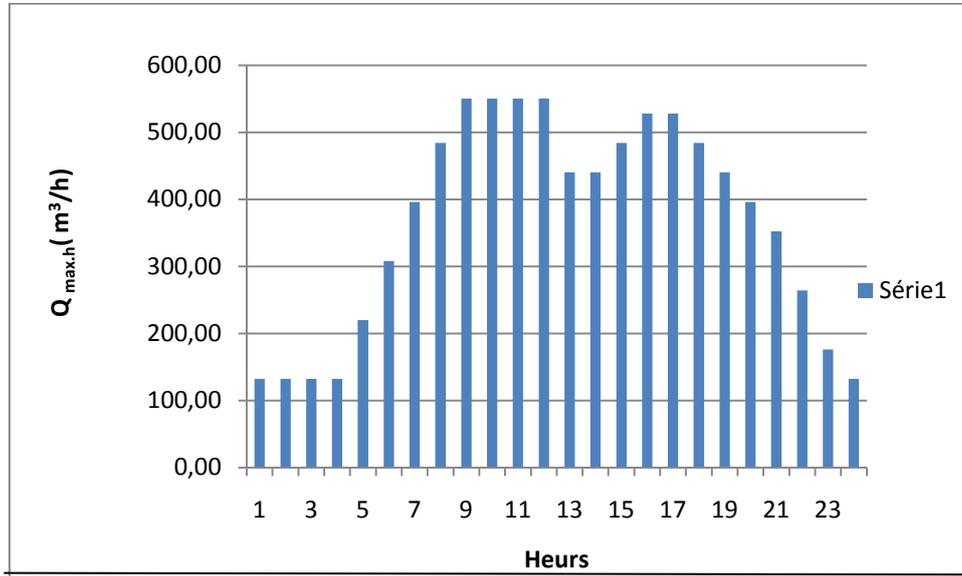


Figure II. 3 : Diagramme de la consommation d l'année 2047

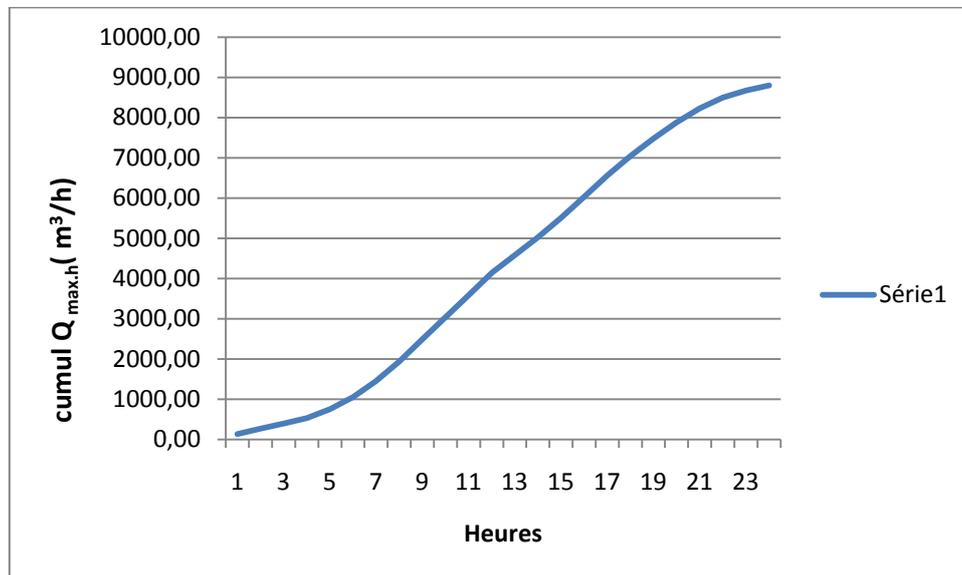


Figure II. 4 : Courbe de la consommation cumulée horaire pour une journée de l'année 2047

Conclusion

L'objectif de ce chapitre est l'estimation des besoins en eau potable de la zone d'étude néanmoins le débit alimentation en eau potable de la ville de Sidi Fredj provient du barrage de Ain Dalia, à l'horizon d'étude 2047 est de 30 l/s, qui est très faible pour combler les besoins maximum en eau estimés à l'horizon du projet qui sont de 131.86 l/s, par conséquent il est nécessaire d'une renforcement à partir des forages de Bir Louchichi pour fournir la quantité manquante qui est de **101.86 l/s**.

Afin de transférer cette quantité d'eau vers les consommateurs concernés par le projet, il est indispensable de disposer des ouvrages de stockage qui seront l'objet du chapitre suivant.

Chapitre III : Etude des variantes d'adduction

Chapitre III : Etude des variantes d'adduction

Introduction

L'acheminement de l'eau pour n'importe quel réseau d'alimentation en eau potable doit se faire à travers une adduction, soit par pompage, soit gravitairement soit mixte. Les adductions sont nécessaires pour assurer le transport de l'eau entre le point de captage et le point d'accumulation. Le but de ce chapitre est de faire une étude techno-économique pour dimensionner la conduite d'adduction afin de combler le déficit de l'agglomération en eau potable.

III.1. Les conduites d'adduction

III.1.1. Généralité

Les conduites d'adduction assurent un service permanent et leur arrêt perturbe la distribution.

Les réparations doivent être aussi rares et rapides que possible. L'accès aux ouvrages divers doit être facile: le maintien de voies de circulation le long des adductions est utile.

III.1.2. Types d'adduction

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

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

III.1.2.1. Adduction gravitaire [1]

C'est une adduction où l'écoulement se fait gravitairement. On rencontre ce type d'adduction dans le cas où la source se situe à une côte supérieure à la cote piézométrique de l'ouvrage d'arrivée. Il existe deux types d'adduction gravitaires :

- Adduction sans charge (Écoulement en surface libre : désigne un écoulement avec une interface libre entre l'air et l'eau,).
- En charge : la conduite est entièrement remplie en eau.

III.1.2.2. Adduction par refoulement [2]

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

III.1.2.3. Adduction mixte [2]

C'est une adduction ou 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. Principe du choix du tracé [2]

Dans le cas d'un projet d'une adduction les principaux critères du choix du tracé sont :

- Distance la plus courte entre deux points à desservir, mais utilisation préférentielle d'un tracé longeant une voie de circulation existante (éventuellement une piste).
- Éviter le passage par des points hauts nécessitant davantage le pompage.
- Il est préférable de passer la conduite à côté des routes pour faciliter la pose des tuyaux et leurs exploitations (détection des fuites, des vannes défectueuses, de tous dommages subit par l'installation) et permettre un accès rapide pour l'entretien, la répartition ainsi que l'acheminement du matériel.
- Éviter le maximum possible les pentes et les contres pentes, qui peuvent donner lieu à des contournements d'air, éviter le phénomène de cavitation qui peut engendrer les éclatements et vibration de la canalisation au cours de la phase de surpression, suite à l'arrêt inopiné du groupe électropompe difficilement évacuable, donc il est important de chercher un profil en long aussi régulier que possible pour éliminer les contres pentes .
- Éviter le maximum possible les terrains privés et les terrains agricoles (éviter les forêts).
- Évité autant que possible la traversée des obstacles (routes, voies ferrés, canaux, oueds,..)
- Éviter les terrains trop accidentés ou rocheux si possible.
- Choisir un terrain stable le long du tracé.

III.3. Choix de type de canalisation [2]

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

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

- Diamètre et pression de service.
- Les conditions d'installation.
- Résistance aux attaques chimiques, aux pressions et à la résistance des charges mobiles.
- La bonne étanchéité.
- Facilite d'entretien et de mise en service.
- Adaptation aux terrains de pose.

Sur le plan économique : cette faisabilité dépend essentiellement :

- Du prix de la fourniture et du transport.
- De leur disponibilité sur le marché local (de préférence).
- Les frais d'exploitation.

Parmi les types de tuyaux utilisés dans le domaine d'alimentation en eau potable, on distingue trois types en fonction des matériaux avec lesquels, ils sont fabriqués :

1. Métalliques : fonte ductile, fonte grise, acier soudable, acier non soudable;
2. A base de ciment : béton armé, amiante-ciment, béton précontraint;
3. En matière thermoplastiques : chlorure de polyvinyle (PVC), polyéthylène (PEHD, PEMD et PEBD)

Tableau III. 1 : comparaison entre les différents types de matériaux

Type de matériau	Avantages	Inconvénients
Fonte	<ul style="list-style-type: none"> ✓ Bonne résistances aux forces internes. ✓ Très rigides et solide. ✓ Longueur de conduite variant de 6-16m, réduction de joints. ✓ Facilité de pose. 	<ul style="list-style-type: none"> ✓ Les tuyaux de fonte sont très lourds et très chers. ✓ Risques de déformations des conduites pendant leur transport. ✓ Cout très élevé et mauvaise résistance au cisaillement.
PVC (polychlorure de vinyle)	<ul style="list-style-type: none"> ✓ Bonne résistance a la corrosion. ✓ Disponible sur le marché. ✓ Une pose de canalisation facile. 	<ul style="list-style-type: none"> ✓ Risque de rupture.
PEHD (polyéthylène haute densité)	<ul style="list-style-type: none"> ✓ Bonne résistance a la corrosion. ✓ Disponibilité sur le marché ✓ Résistance aux conditions climatiques. ✓ Souplesse a l'utilisation. ✓ Légèreté et facilité d'utilisation. ✓ Facilité du transport et du stockage. ✓ Possibilité de raccordement ✓ Un bon rapport qualité prix ✓ Durée de vie élevée. 	<ul style="list-style-type: none"> ✓ Nécessite une grande technicité pour la jonction.

Avant de passer au dimensionnement de ces conduites il est important de connaître le type de sol et le terrain dans lequel ces dernières seront enterrées. Dans notre cas on opte pour des conduites en PEHD pour tous les tronçons du projet, vu les avantages qu'elles présentent à savoir :

- excellente résistance aux chocs
- excellent comportement à la fissuration
- la nature de la matière limite les efforts du coup de bélier par un effet d'amortissement rapide.
- résister aux vibrations et contraintes liées aux mouvements de terrain.

III.4. Proposition de variante de tracée

L'acheminement de l'eau pour n'importe quel réseau d'alimentation en eau potable doit avoir une adduction soit par pompage, soit gravitaire soit mixte plusieurs variantes de transfert des eaux de champs de captage de Bir Louchichi vers la ville de Sidi Fredj peuvent se projeter.

La variante qui est proposée répond au même objectif à savoir transférer un volume d'eau potable vers la ville de Sidi Fredj et sa répartition de manière à prendre en charge le développement futur de l'agglomération. Il s'agit de trouver celle qui répondra aux mêmes normes hydraulique cité et ne présente pas des contraintes pendant la réalisation et en fin celle qui est la plus économique.

III.4.1. Liaison (forages Bir louchichi- Réservoir d'alimentation koudiat el assa)

Dans cette variante, le système d'adduction est constitué de deux parties refoulement et gravitaire.

III.4.1.1.Liaison (forages Bir louchichi- Station de pompage)

Ce sont les conduites de refoulement à partir de champs de captage Bir Louchichi jusqu'au la bache de station de pompage, qui est située à une côte de 823,68 m. Les longueurs de c'est conduites sont respectivement $L_{m11}=1762.48m$, $L_{m1bis}=1167.39m$, $L_{m12}=384.75m$, $L_{m2bis} =1562.14 m$.(Voir annexe III.2)

III.4.1.2. Liaison (Station de pompage –Réservoir tampon de bir louchichi)

La station de pompage (SP) refoule l'eau vers le réservoir tampon projetée à une cote de 902.53 m par l'intermédiaire d'une conduite de 788.09 m de longueur.

III.4.1.3. Liaison (Réservoir tampon de bir louchichi - Réservoir d'alimentation koudiat el assa)

La conduite gravitaire part du réservoir tampon vers le réservoir d'alimentation qui est de cote 838.8 m par l'intermédiaire d'une conduite de 17882.8 m de longueur .

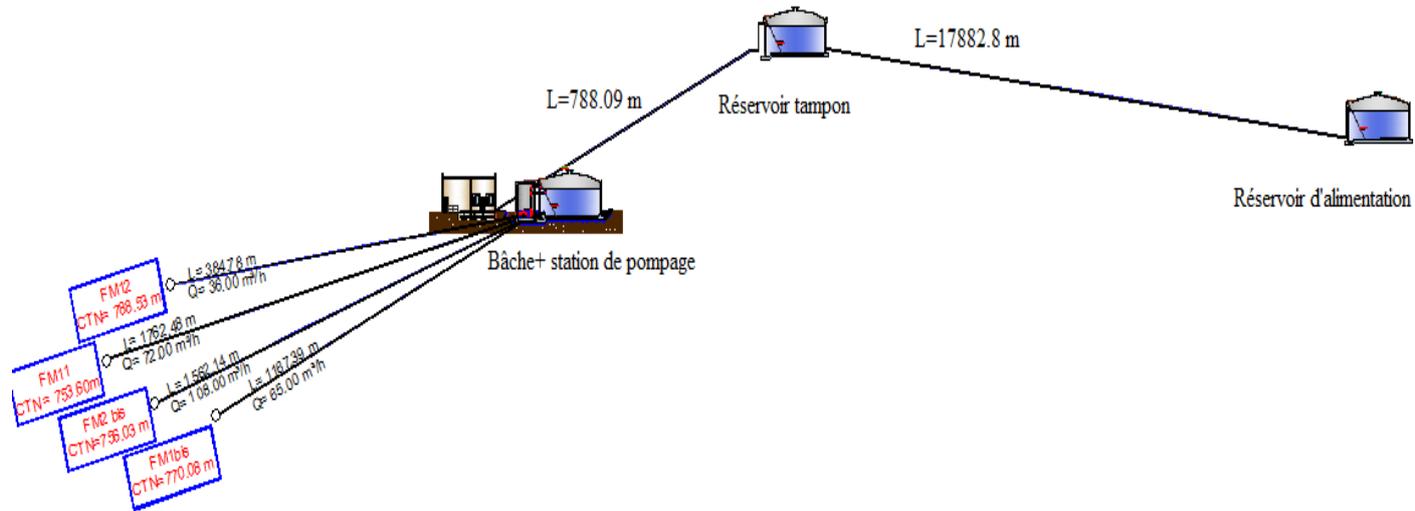


Figure III. 1 : Schéma vertical de la variante N° 1

III.5 .Proposition des variantes de cote d'emplacement du réservoir tampon

III.5 .1.la première variante

Il s'agit de refouler les eaux des forages vers la bâche de la station de pompage cette dernière va refouler l'eau vers le réservoir tampon projeté sur la cote 902.53 m par l'intermédiaire d'une conduite de 788.09 m de longueur.

La figure ci-après.

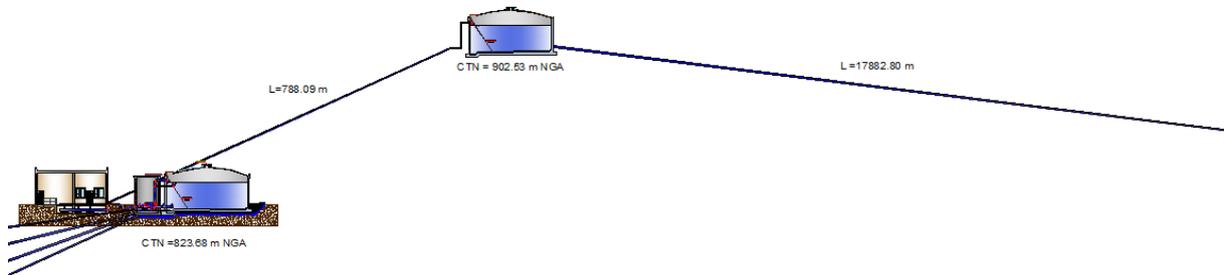


Figure III. 2 : Schéma de la variante N° 1

III.5 .2.la deuxième variante

Même chemin d'adduction que la première variante seulement que nous avons changé la cote d'emplacement du réservoir tampon à 890.70m, qui est relié à la station de pompage l'intermédiaire d'une conduite de 803 m de longueur.

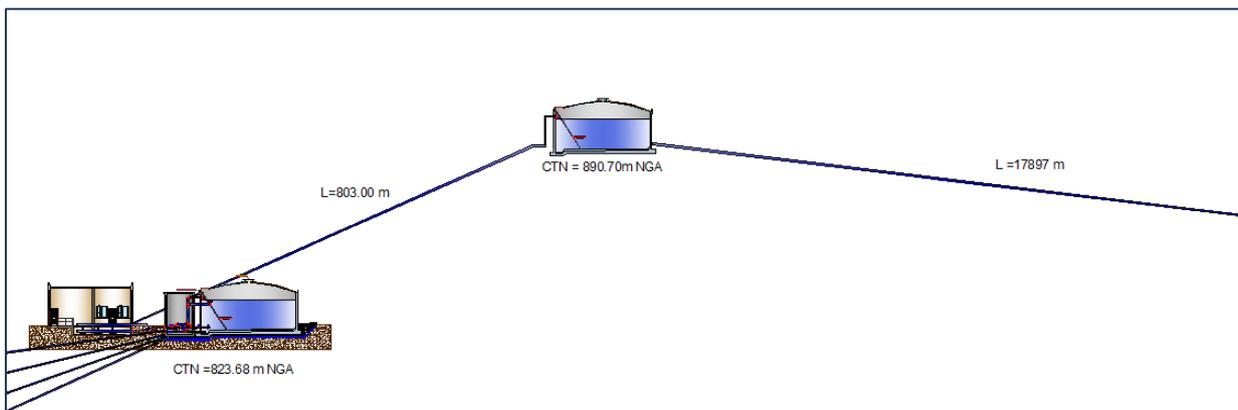


Figure III. 3 : Schéma de la variante N° 2

III.6 .Etude technico-économique de l'adduction [2]

Le choix de la variante définitive sera défini après le calcul des frais d'exploitation, d'amortissement et d'investissement des deux variantes. L'étude du dimensionnement consiste à déterminer le diamètre optimal en se basant sur les frais d'exploitations et les frais d'amortissements de la conduite qui augmente avec l'augmentation du diamètre .Cette étude permettra de fixer la variante adéquate pour le projet.

III.6 .1. Etude de l'adduction par refoulement

Le dimensionnement de la conduite d'adduction s'établit en cherchant le diamètre économique qui permet de donner un coût de revient minimum entre les dépenses de fonctionnement et celle d'investissement, donc une étude technico-économique s'avère indispensable. En effet, plus le diamètre de la conduite est petit pour un même débit à relever, plus les pertes de charge seront plus importantes. Il est donc impératif de déterminer un même diamètre économique pour la conduite de refoulement. [4]

Choix de la gamme des diamètres :

Pour avoir un bon choix d'un diamètre économique on doit trouver une gamme qui donne une approche économique. Cette gamme est déterminée à partir de plusieurs formules parmi lesquelles on cite :

-La formule de BRESS [2] :

$$D_{ec} = 1,5 * \sqrt{Q} \quad \text{(III-1)}$$

Avec :

- Q: débit en m³/s.

-La formule de BONNIN [2] :

$$D_{ec} = \sqrt{Q} \quad \text{(III-2)}$$

Avec :

- Q: débit en m³/s.

On remarque bien que ces deux formules nous ne pouvons pas les utilisés dans le dimensionnement car elles ne prennent que le débit comme paramètre influent sur le diamètre au contraire on sait qu'il existe plusieurs autre paramètre, nous allons les voir, notons aussi que les formules de BONNIN et BRESSE ne seront pas utilisées que pour des vitesses constantes 1,28 m/s et 0,57 m/s respectivement, et les deux sont applicable pour une conduite unique seulement.

-La formule de MUNIER [2] :

$$D_{ec} = (1 + 0.02n) \sqrt{Q} \quad \text{(III-3)}$$

- n : nombre d'heures de pompage.
- Q: débit en m³/s.

-La formule de VIBERT [2] :

$$D_{ec} = 1.547(e/f)^{0.154} Q^{0.46} \quad (\text{pompage continu}) \quad \text{(III-4)}$$

$$D_{ec} = 1.35(e/f)^{0.154} Q^{0.46} \quad (\text{pompage de 10h/24h}) \quad \text{(III-5)}$$

- e : prix du KWH d'énergie.
- f : prix de 1kg de fonte en DA.

-La formule des facteurs économique [2] :

$$D_{ec} = E^{1/(a+m)} C_j^{\beta/(a+m)} Q_i^{(\beta+1)/(a+m)} \quad \text{(III-6)}$$

Avec :

- Q: débit en m³/s :
- C_j : coefficient exprimant le rapport du débit du tronçon sur le débit à la tête de réseau ;
- E : un facteur économique :

$$E = 10 * M * \Gamma * \gamma$$

- Γ : prix du KWH d'énergie en (DA) ;
- Γ : coefficient de l'irrégularité de la consommation et du régime de travail de la station de pompage :

$$\gamma = \frac{1}{k_0.k_j.k_h} \quad \text{(III-7)}$$

- K₀ : coefficient d'augmentation annuelle de la consommation d'eau = 1.03 à 1.04 ;
- K_j : coefficient de variation journalière de la consommation = 1.1 à 1.3 ;

On a K_j = 1.3 (d'après le chapitre II) ;

- K_h : Coefficient de variation horaire de la consommation on a $K_h=1.61$ (d'après le chapitre II)

$$\gamma = \frac{1}{1.04 \cdot 1.3 \cdot 1.61} = 0.46$$

- **M** : Facteur tenant compte de matériaux de la canalisation :

Tableau III. 2 : les valeurs de M

Tuyau	M
Acier	0.92
Fonte	0.43
Plastique	0.13

Source : B.SALAH « Polycopie d'Alimentation en Eau Potable », ENSH 1994

- β : Exposant tenant compte le régime d'écoulement ;
- m : Exposant tenant compte du type du matériau ;
- K' : Coefficient de perte de charge;

Tableau III. 3 : Coefficients K' , m , β pour différents types du tuyau

Tuyau	K'	M	B
Acier et fonte	0,00179 - 0,001735	5,1 - 5,3	1,9 – 2
Plastique	0,001052	4,772	2

Source : B.SALAH « Polycopie d'Alimentation en Eau Potable », ENSH 1994

- α : Coefficient tenant compte du lien investissement –diamètre :

$$C_{\text{cons}} = a + b \cdot D \cdot \alpha$$

- C_{cons} : cout de construction de la canalisation ;
- a, b : grandeurs dépendant du type de matériaux , de la profondeur de pose et du type de sol.

$$C_{\text{cons}} - a = b \cdot D \cdot \alpha \quad (\text{III-8})$$

$$\text{Log} (C_{\text{cons}} - a) = \text{log } b + \alpha \cdot \text{log } D$$

Ce qui nous donne le tableau suivant :

Tableau III. 4 : les valeurs de α , a , b :

Tuyau	α	a	b
Acier	1.4	53	6.9
Fonte	1.6	107	8.4
Plastique	1.95	157	9

Source : B.SALAH « Polycopie d'Alimentation en Eau Potable », ENSH 1994

$$D_{ec} = E^{1/(\alpha+m)} C_j^{\beta/(\alpha+m)} Q_i^{(\beta+1)/(\alpha+m)}$$

$$D_{ec} = 1,17 * C_j^{0,3} Q_i^{0,45}$$

Les formules citées ci-dessous nous donnent des diamètres calculés qui ne sont pas normalisés pour cela on doit les normaliser par l'utilisation de la méthode des tableaux, tenant compte des dépenses d'amortissement d'une part et d'autre part des frais d'exploitation

III.6 .2. Frais d'exploitation

III.6 .2.1. Calcul des pertes de charge

III.6.2.1.1. Pertes de charge linéaires

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

- Du diamètre D de la conduite en (m);
- Du débit Q en (m³/s);
- De la rugosité absolue K_s exprimée en mm;
- De la longueur du tronçon L en (m).

$$\Delta H_l = \lambda \frac{L * v^2}{2 * D * g} = I * L \quad \text{(III-9)}$$

- V : vitesse moyenne d'écoulement en (m/s).
- ΔH_l : Pertes de charge linéaires en (m).
- I : gradient hydraulique en (m/m)
- Le coefficient λ est obtenu par la formule suivante :

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 * \log\left(\frac{K_s}{3.7 * D} + \frac{2.51}{Re * \sqrt{\lambda}}\right) \quad \text{(Formule de Colebrook) (III-10)}$$

- Re : nombre de Reynolds. Est calculé comme suit:

$$\text{Re} = \frac{V * D}{\nu} \quad (\text{III-11})$$

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

$$\nu = \frac{0.0178}{1 + 0.0337 * t + 0.000221 * t^2} \quad (\text{III-12})$$

- t : température de l'eau en degré;

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

La rugosité absolue est déterminée en mesurant l'épaisseur de rugosité des parois du tuyau.

$$\lambda = (1.14 - 0.86 \ln \frac{ks}{D})^{-2} \quad (\text{Formule de Nikuradzé}) \quad (\text{III-12})$$

$ks = 0,001 \text{ mm}$ pour les conduites en PEHD.

III.6.2.1.2. Pertes de charge singulières

Elles sont générées par les singularités telles que les coudes, vannes, clapets, Branchements, diaphragmes ...etc. Les pertes sont estimées de 5 % à 10% des pertes de charge linaires (on prend 10% dans notre cas).

Elles sont données par la formule suivante :

$$\Delta H_s = 0.1 * \Delta H_l \quad (\text{III-13})$$

III.6 .2.1.3. Pertes de charge totales (ΔH_t)

C'est la somme des pertes de charge linaires et les pertes de charge singulières :

$$\begin{aligned} \Delta H_t &= \Delta H_l + \Delta H_s \Leftrightarrow \Delta H_t = \Delta H_l + 0.1 * \Delta H_l \\ \Delta H_t &= 1.1 * \Delta H_l \end{aligned} \quad (\text{III-14})$$

III.6 .2.2. Calcul de la hauteur manométrique total

La hauteur manométrique totale est la somme de pertes de charge et de la hauteur géométrique :

$$\text{HMT} = H_g + \Delta H_t \quad (\text{III-15})$$

- **H_g**: la hauteur géométrique.
- **ΔH_t** : Pertes de charge totales.

III.5 .2.3. Puissance absorbée par la pompe

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

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

- **η**: rendement de la pompe en (%) (n=82%)
- **Q**: débit refoulé par la pompe en (m³/s)
- **g**: pesanteur (9.81 m/s²)

III.6 .2.4. Energie consommée par la pompe

$$E = P \cdot t \cdot 365 \text{ [KWh]} \quad \text{(III-17)}$$

- **t**: c'est le temps de pompage par jour en (heure)
- **P**: puissance de la pompe en (kW)

III.6 .2.5. Calcule des frais d'exploitation

Les frais d'exploitation sont définis comme suit :

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

- **E**: énergie consommée par la pompe en (Kw H)
- **e**: prix unitaire d'un Kw H imposé par la SONELGAZ. (e=4,67DA)

III.6.3. Frais d'amortissement

Les frais d'amortissement sont donnés comme suit:

$$F_{am} = Prc \cdot A \text{ [DA]} \quad \text{(III-19)}$$

- **Prc**: prix de ml de la conduite en (DA)
- **A**: Amortissement annuel. Il est donné par la formule suivante:

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

- **i**: Taux d'annuité annuel(Algérie), $i = 8 \%$
- **n**: nombre d'années d'amortissement, $n = 30$ ans

$$A = \frac{0.08}{(0.08+1)^{30}-1} + 0.08 = 0.0888 = 8.88\%$$

III.6 .4.Cas gravitaire

III.6 .4.1.Calcul des pertes de charge

III.6 .4.1.1. Détermination du diamètre avantageux

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

$$\Delta H_t = \frac{K \cdot L_{eq} \cdot Q^\beta}{D_{av}^m} \quad (\text{III-21})$$

Avec :

- ΔH_t : Perte de charge totale (m);
- K : Coefficient de perte de charge;
- L_{eq} : Longueur équivalente de la conduite (m) ;

$$L_{eq} = L_g + L_{\epsilon} \quad (\text{III-22})$$

- L_g : Longueur géométrique de la conduite (m) ;
- L_{ϵ} : Longueur équivalente des pertes de charge singulière (m) ;

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

$$\Delta H_t = 1.1 \cdot \Delta H_p^{\text{lin}} \Rightarrow L_{eq} = 1.1 \cdot L_g \quad (\text{III-23})$$

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

- Selon le type de matériau on choisit les coefficients K' , m et β qui sont donnés dans le tableau III.3 précédent.

On déduit alors le diamètre calculé de la conduite gravitaire :

$$D_{av} = \sqrt[m]{\frac{K' \cdot L \cdot Q^\beta}{\Delta Ht}} \quad (\text{III-24})$$

Dans notre cas, on prend : $K' = 0,001052$; $\beta = 2$; $m = 4,772$ (matériaux : plastique).

III.6 .4.2. La vitesse d'écoulement

Dans le cas des adductions, la vitesse optimale de l'écoulement varie de 0,5 à 2 m/s. On détermine la vitesse d'écoulement dans la conduite gravitaire par l'équation de continuité :

$$Q = V * S \Rightarrow Q = V * \frac{\pi * D^2}{4} \text{ Ainsi : } V = \frac{4 * Q}{\pi * D^2} \quad (\text{III-25})$$

Avec :

- Q : débit véhiculé par l'adduction (m³/s) ;
- S : section de la canalisation (m²) ;
- V : vitesse d'écoulement (m/s) ;
- D : diamètre nominal de la conduite (m).

III.7.Variante N°1

(Voir annexe III.3)

III.7.1.Détermination des diamètres économiques de la conduite de refoulement

III.7.1.1.Tronçon (forage M11-SP)

$$Q = 0.02 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$L = 1762.48 \text{ m}$$

$$H_g = 150,92 \text{ m}$$

Les résultats trouvés pour le calcul du diamètre économique de ce tronçon sont regroupés dans les tableaux suivants :

Tableau III. 5 : Calcul de la HMT du Tronçon (forage M11-SP) :

D(mm) m11	Q(m ³ /s)	V(m/s)	λ	L(m)	ΔH_i (m)	I(m/m)	ΔH_t (m)	HMT(m)
90	0,02	4,0617	0,00851	1762,48	159,227	0,0903	175,149	326,069
110	0,02	2,7190	0,00824	1762,48	56,565	0,0321	62,221	213,141

125	0,02	2,0980	0,00808	1762,48	28,991	0,0164	31,890	182,810
160	0,02	1,2815	0,00778	1762,48	8,141	0,0046	8,955	159,875
200	0,02	0,8206	0,00752	1762,48	2,583	0,0015	2,842	153,762
250	0,02	0,5245	0,00728	1762,48	0,816	0,0005	0,898	151,818
315	0,02	0,3306	0,00704	1762,48	0,249	0,0001	0,274	151,194

Tableau III. 6 : Calcul des frais d'amortissement du tronçon (forage M11-SP) :

D(mm) m11	Prix d'un ml de PEHD en (DA)	L (m)	prix total	F amort (DA)
90	420,14	1762,48	740488,347	65755,365
110	632,39	1762,48	1114574,73	98974,236
125	772,36	1762,48	1361269,05	120880,692
160	1336,43	1762,48	2355431,15	209162,286
200	1931,48	1762,48	3404194,87	302292,504
250	3036,15	1762,48	5351153,65	475182,444
315	4093,57	1762,48	7214835,25	640677,371

Tableau III. 7 : Calcul des frais d'exploitation du tronçon (forage M11-SP) :

D(mm) m11	P (K Watt)	E (KWh)	F exploi (DA)
90	78,0181	626484,957	2925684,75
110	50,9980	409513,551	1912428,28
125	43,7407	351237,842	1640280,72
160	38,2531	307172,194	1434494,15
200	36,7903	295426,143	1379640,09
250	36,3252	291691,204	1362197,92
315	36,1759	290492,474	1356599,85

Tableau III. 8 : Bilan du tronçon (forage M11-SP) :

D(mm) m11	Fexplo (DA)	Famort (DA)	bilan DA
90	2925684,75	65755,365	2991440,12
110	1912428,28	98974,236	2011402,52
125	1640280,72	120880,692	1761161,41
160	1434494,15	209162,286	1643656,44
200	1379640,09	302292,504	1681932,59

250	1362197,92	475182,444	1837380,36
315	1356599,85	640677,371	1997277,22

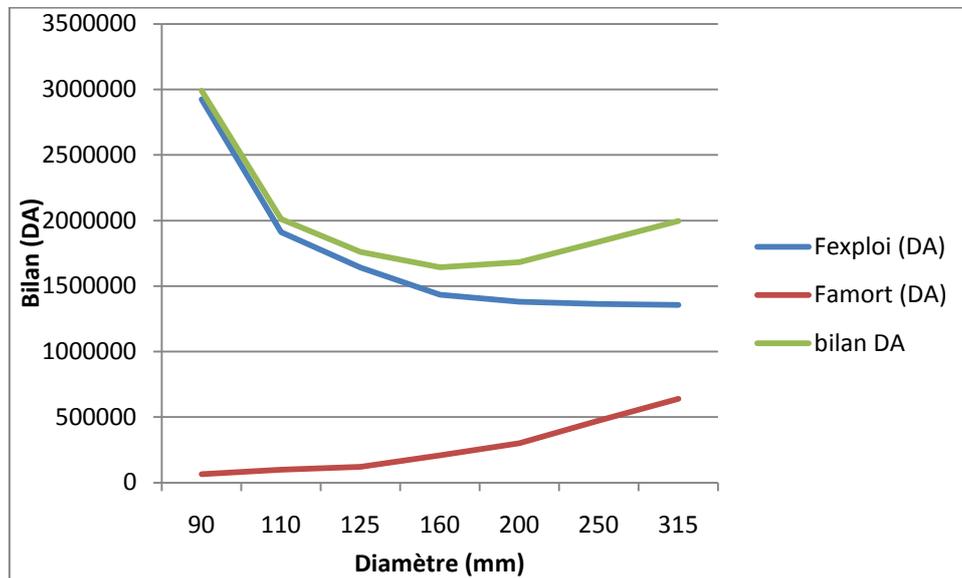


Figure III. 4 : Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation du tronçon (forage M11-SP)

Selon la combinaison des frais d'amortissement et d'exploitation, le diamètre économique est de 160 mm, PN16, avec une vitesse de $V = 1,2815$ m/s pour une conduite en PEHD.

III.7.1.2. Tronçon (forage M1bis -SP)

$$Q = 0.018 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$L = 1167.39 \text{ m}$$

$$H_g = 134,44 \text{ m}$$

Tableau III. 9 : Calcul de la HMT du Tronçon (forage M1bis-SP) :

D(mm) m1 bis	Q(m3/s)	V(m/s)	λ	L(m)	ΔH_i (m)	I(m/m)	ΔH_t (m)	HMT(m)
90	0,018	3,656	0,00851	1167,39	85,426	0,07318	93,969	228,409
110	0,018	2,447	0,00824	1167,39	30,348	0,02600	33,382	167,822
125	0,018	1,888	0,00808	1167,39	15,554	0,01332	17,109	151,549
160	0,018	1,153	0,00778	1167,39	4,368	0,00374	4,805	139,245
200	0,018	0,739	0,00752	1167,39	1,386	0,00119	1,525	135,965
250	0,018	0,472	0,00728	1167,39	0,438	0,00038	0,482	134,922
315	0,018	0,298	0,00704	1167,39	0,134	0,00011	0,147	134,587

Tableau III. 10 : Calcul des frais d'amortissement du tronçon (forage M1bis-SP) :

D(mm) m1bis	Prix d'un ml de PEHD en (DA)	L (m)	prix total	Famort (DA)
90	420,14	1167,39	490467,235	43553,4904
110	632,39	1167,39	738245,762	65556,2237
125	772,36	1167,39	901645,34	80066,1062
160	1336,43	1167,39	1560135,02	138539,99
200	1931,48	1167,39	2254790,44	200225,391
250	3036,15	1167,39	3544371,15	314740,158
315	4093,57	1167,39	4778792,68	424356,79

Tableau III. 11 : Calcul des frais d'exploitation du tronçon (forage M1bis-SP) :

D(mm) m1bis	P (K Watt)	E (KWh)	Fexploit (DA)
90	49,186	394963,253	1844478,39
110	36,139	290196,906	1355219,55
125	32,635	262058,022	1223810,96
160	29,985	240780,578	1124445,3
200	29,279	235108,906	1097958,59
250	29,054	233305,461	1089536,5
315	28,982	232726,645	1086833,43

Tableau III. 12 : Bilan du tronçon (forage M1bis-SP) :

D(mm) m1bis	Fexploit (DA)	Famort (DA)	bilan DA
90	1844478,39	43553,4904	1888031,88
110	1355219,55	65556,2237	1420775,77
125	1223810,96	80066,1062	1303877,07
160	1124445,3	138539,99	1262985,29
200	1097958,59	200225,391	1298183,98
250	1089536,5	314740,158	1404276,66
315	1086833,43	424356,79	1511190,22

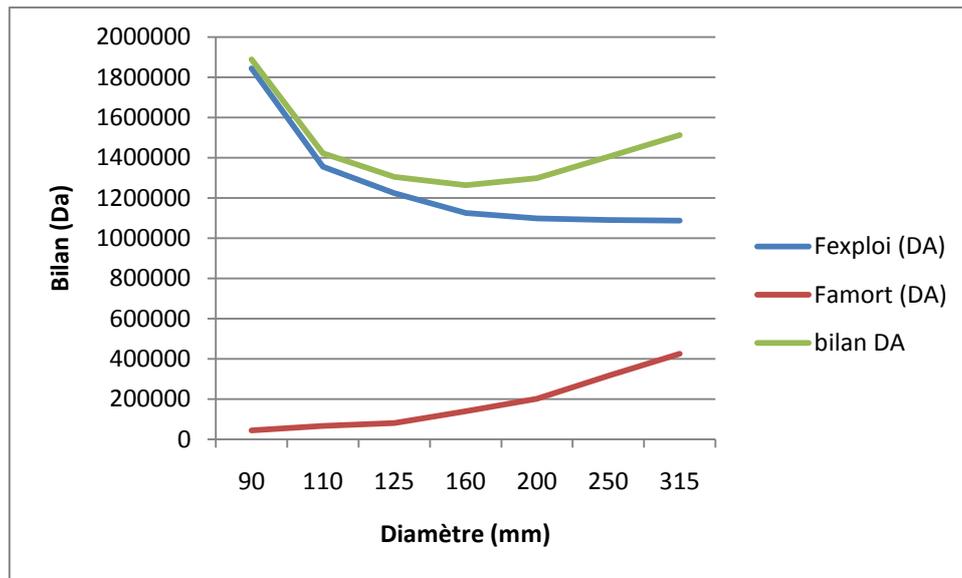


Figure III. 5 : Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation du tronçon (forage M1bis-SP)

Selon la combinaison des frais d'amortissement et d'exploitation, le diamètre économique est de 160 mm, PN16, avec une vitesse de $V = 1,153$ m/s pour une conduite en PEHD.

III.7.1.3. Tronçon (forage M12-SP)

$$Q = 0,01 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$L = 384,75 \text{ m}$$

$$H_g = 115,99 \text{ m}$$

Tableau III. 13 : Calcul de la HMT du Tronçon (forage M12-SP) :

D (mm) m12	Q (m3/s)	V (m/s)	λ	L(m)	ΔH_i (m)	I (m/m)	ΔH_t (m)	HMT(m)
90	0,01	2,031	0,00851	384,75	8,690	0,0226	9,559	125,549
110	0,01	1,360	0,00824	384,75	3,087	0,0080	3,396	119,386
125	0,01	1,049	0,00808	384,75	1,582	0,0041	1,740	117,730
160	0,01	0,641	0,00778	384,75	0,444	0,0012	0,489	116,479
200	0,01	0,410	0,00752	384,75	0,141	0,0004	0,155	116,145
250	0,01	0,262	0,00728	384,75	0,045	0,0001	0,049	116,039
315	0,01	0,165	0,00704	384,75	0,014	0,0000	0,015	116,005

Tableau III. 14 : Calcul des frais d'amortissement du tronçon (forage M12-SP) :

D(mm) m12	Prix d'un ml de PEHD en (DA)	L (m)	prix total	Famort (DA)
90	420,14	384,75	161648,865	14354,4192
110	632,39	384,75	243312,053	21606,1103
125	772,36	384,75	297165,51	26388,2973
160	1336,43	384,75	514191,443	45660,2001
200	1931,48	384,75	743136,93	65990,5594
250	3036,15	384,75	1168158,71	103732,494
315	4093,57	384,75	1575001,06	139860,094

Tableau III. 15 : Calcul des frais d'exploitation du tronçon (forage M12-SP) :

D(mm) m12	P (K Watt)	E (KWh)	Fexploit (DA)
90	15,0199	120609,976	563248,589
110	14,2826	114689,359	535599,308
125	14,0846	113099,159	528173,072
160	13,9348	111896,715	522557,661
200	13,8949	111576,194	521060,827
250	13,8822	111474,277	520584,872
315	13,8782	111441,567	520432,118

Tableau III. 16 : Bilan du tronçon (forage M12-SP) :

D(mm) m12	Fexploit (DA)	Famort (DA)	bilan DA
90	563248,589	14354,4192	577603,008
110	535599,308	21606,1103	557205,418
125	528173,072	26388,2973	554561,369
160	522557,661	45660,2001	568217,861
200	521060,827	65990,5594	587051,386
250	520584,872	103732,494	624317,366
315	520432,118	139860,094	660292,212

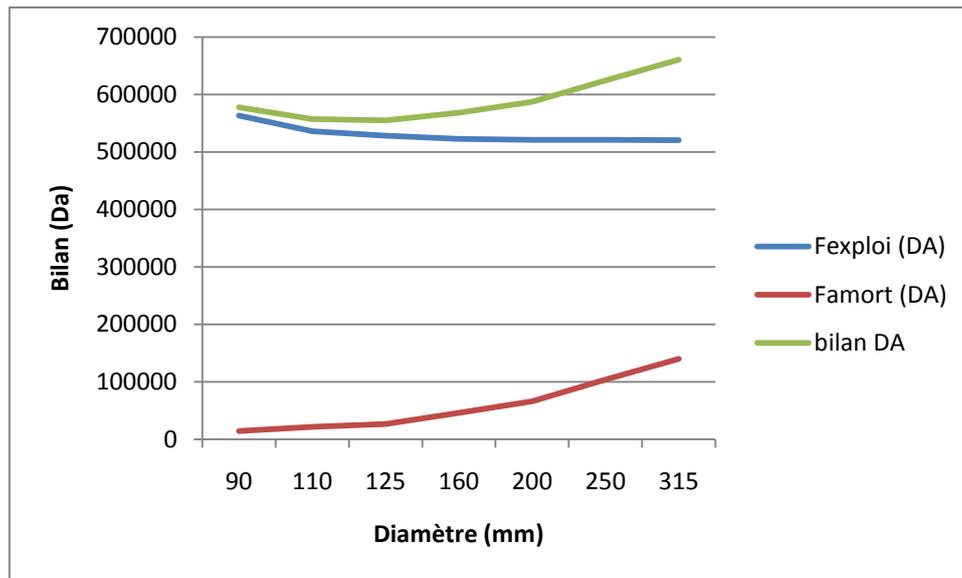


Figure III. 6 : Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation du tronçon (forage M12-SP)

Selon la combinaison des frais d'amortissement et d'exploitation, le diamètre économique est de 125 mm, PN16, avec une vitesse de $V = 1,049$ m/s pour une conduite en PEHD.

III.7.1.4. Tronçon (forage M2 bis-SP)

$$Q = 0.03 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$L = 1562.14 \text{ m}$$

$$H_g = 148,49 \text{ m}$$

Tableau III. 17 : Calcul de la HMT du Tronçon (forage M2 bis-SP) :

D(mm) m2 bis	Q(m3/s)	V(m/s)	λ	L(m)	ΔH_i (m)	I(m/m)	ΔH_t (m)	HMT(m)
90	0,03	6,093	0,0085	1562,14	317,537	0,2033	349,290	497,780
110	0,03	4,079	0,0082	1562,14	112,804	0,0722	124,084	272,574
125	0,03	3,147	0,0081	1562,14	57,815	0,0370	63,597	212,087
160	0,03	1,922	0,0078	1562,14	16,235	0,0104	17,859	166,349
200	0,03	1,231	0,0075	1562,14	5,152	0,0033	5,667	154,157
250	0,03	0,787	0,0073	1562,14	1,628	0,0010	1,790	150,280
315	0,03	0,496	0,0070	1562,14	0,497	0,0003	0,546	149,036

Tableau III. 18 : Calcul des frais d'amortissement du tronçon (forage M2bis-SP) :

D (mm) m2bis	Prix d'un ml de PEHD en (DA)	L (m)	prix total	Famort (DA)
90	420,14	1562,14	656317,5	58280,994
110	632,39	1562,14	987881,715	87723,8963
125	772,36	1562,14	1206534,45	107140,259
160	1336,43	1562,14	2087690,76	185386,94
200	1931,48	1562,14	3017242,17	267931,104
250	3036,15	1562,14	4742891,36	421168,753
315	4093,57	1562,14	6394729,44	567851,974

Tableau III. 19 : Calcul des frais d'exploitation du tronçon (forage M2bis-SP) :

D (mm) m2 bis	P (K Watt)	E (KWh)	Fexploit (DA)
90	178,65463	1434596,68	6699566,48
110	97,8276242	785555,822	3668545,69
125	76,1185373	611231,854	2854452,76
160	59,703036	479415,379	2238869,82
200	55,3273531	444278,645	2074781,27
250	53,9359989	433106,071	2022605,35
315	53,4894442	429520,237	2005859,51

Tableau III. 20 : Bilan du tronçon (forage M2 bis-SP) :

D (mm) m2bis	Fexploit (DA)	Famort (DA)	bilan DA
90	6699566,48	58280,994	6757847,47
110	3668545,69	87723,8963	3756269,59
125	2854452,76	107140,259	2961593,02
160	2238869,82	185386,94	2424256,76
200	2074781,27	267931,104	2342712,37
250	2022605,35	421168,753	2443774,1
315	2005859,51	567851,974	2573711,48

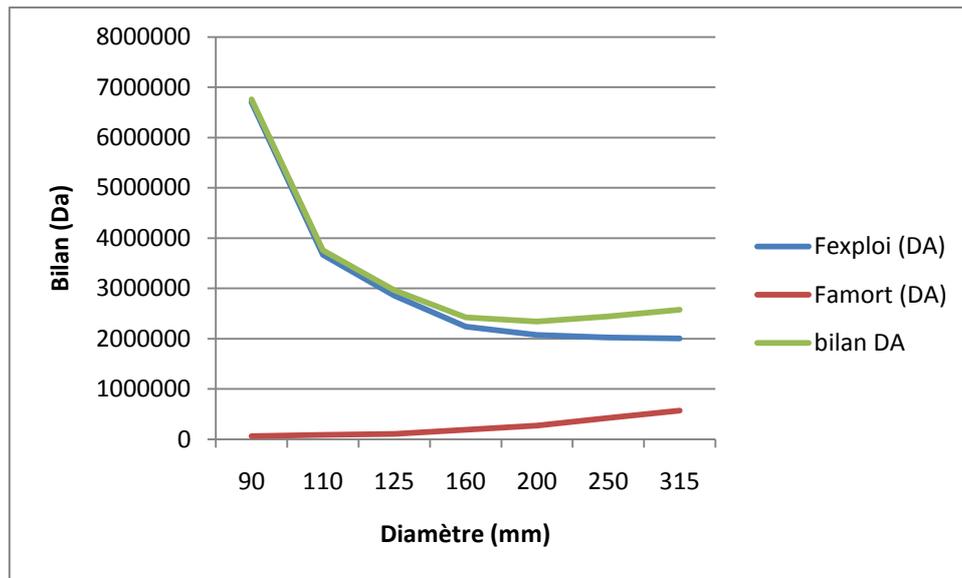


Figure III. 7 : Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation du tronçon (forage M2 bis-SP)

Selon la combinaison des frais d'amortissement et d'exploitation, le diamètre économique est de 200 mm, PN16, avec une vitesse de $V = 1,231$ m/s pour une conduite en PEHD.

III.7.1.5. Tronçon (SP-Réservoir tampon)

$$Q = 0.0681 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$L = 788.09 \text{ m}$$

$$H_g = 79,67 \text{ m}$$

Tableau III. 21 : Calcul de la HMT du Tronçon (SP-Réservoir tampon) :

D(mm) sp-rt	Q(m3/s)	V(m/s)	λ	L(m)	ΔH_i (m)	I(m/m)	ΔH_t (m)	HMT(m)
90	0,0681	13,830	0,0085	788,09	825,471	1,0474	908,018	987,688
110	0,0681	9,258	0,0082	788,09	293,246	0,3721	322,571	402,241
125	0,0681	7,144	0,0081	788,09	150,297	0,1907	165,327	244,997
160	0,0681	4,364	0,0078	788,09	42,206	0,0536	46,426	126,096
200	0,0681	2,794	0,0075	788,09	13,393	0,0170	14,732	94,402
250	0,0681	1,786	0,0073	788,09	4,231	0,0054	4,654	84,324
315	0,0681	1,126	0,0070	788,09	1,291	0,0016	1,420	81,090
400	0,0681	0,698	0,0068	788,09	0,377	0,0005	0,415	80,085
500	0,0681	0,541	0,0067	788,09	0,196	0,0002	0,215	79,885
630	0,0681	0,282	0,0064	788,09	0,037	0,0000	0,040	79,710

Tableau III. 22 : Calcul des frais d'amortissement du tronçon (SP-Réservoir tampon) :

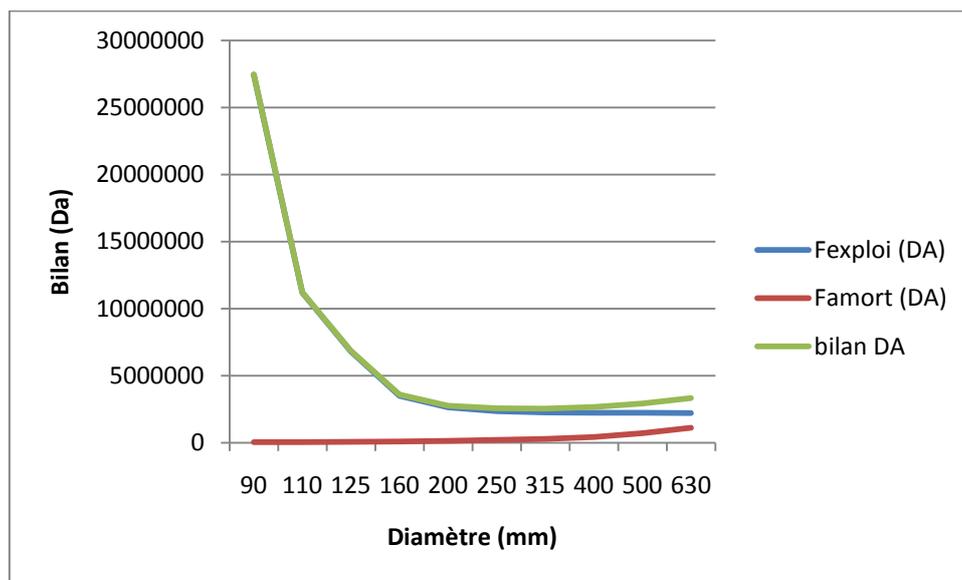
D(mm) SP RT	Prix d'un ml de PEHD en (DA)	L (m)	prix total	Famort (DA)
90	420,14	788,09	331108,133	29402,402
110	632,39	788,09	498380,235	44256,165
125	772,36	788,09	608689,192	54051,600
160	1336,43	788,09	1053227,12	93526,568
200	1931,48	788,09	1522180,07	135169,591
250	3036,15	788,09	2392759,45	212477,039
315	4093,57	788,09	3226101,58	286477,820
400	6098,74	788,09	4806356,01	426804,413
500	10152,51	788,09	8001091,61	710496,935
630	15733,76	788,09	12399618,9	1101086,160

Tableau III. 23 : Calcul des frais d'exploitation du tronçon (SP-Réservoir tampon) :

D(mm) SP-rt	P (K Watt)	E (KWh)	Fexploit (DA)
90	804,677632	5874146,71	27432265,1
110	327,708882	2392274,84	11171923,5
125	199,601252	1457089,14	6804606,3
160	102,731636	749940,942	3502224,2
200	76,9102663	561444,944	2621947,89
250	68,6997373	501508,082	2342042,74
315	66,0645704	482271,364	2252207,27
400	65,2459421	476295,377	2224299,41
500	65,0832539	475107,754	2218753,21
630	64,9407984	474067,828	2213896,76

Tableau III. 24 : Bilan du tronçon (SP-Réservoir tampon) :

D(mm) SP RT	Fexplo (DA)	Famort (DA)	bilan DA
90	27432265,1	29402,4022	27461667,5
110	11171923,5	44256,1649	11216179,7
125	6804606,3	54051,6003	6858657,9
160	3502224,2	93526,5681	3595750,77
200	2621947,89	135169,591	2757117,48
250	2342042,74	212477,039	2554519,78
315	2252207,27	286477,82	2538685,09
400	2224299,41	426804,413	2651103,82
500	2218753,21	710496,935	2929250,15
630	2213896,76	1101086,16	3314982,92

**Figure III. 8** : Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation du tronçon (SP-Réservoir tampon)

Selon la combinaison des frais d'amortissement et d'exploitation, le diamètre économique est de 315 mm, PN10, avec une vitesse de $V = 1.126$ m/s pour une conduite en PEHD.

III.7.2.Partie gravitaire (réservoir tampon-réservoir de distribution koudiat el assa)

III.7.2.1.Détermination du diamètre avantageux

Le calcul du tronçon –réservoir projeté se fait de telle façon que le tronçon véhicule en 20 heures la totalité du débit refoulé par la station de pompage .Puisque le tronçon fonctionne gravitairement , il s'agit de déterminer le diamètre avantageux, la charge disponible est

calculée en faisant la différence entre la cote du radier de réservoir tampon et la cote de trop plein du réservoir de distribution

Sachant que la cote de trop plein du réservoir de distribution est $C_{tp}=842.8m$.

III.7.2.2. La charge disponible

$$H_d = C_{R-RT} - C_{TP} \quad (III-26)$$

Avec :

- H_d : La charge disponible.
- C_{R-RT} : Cote du radier du réservoir tampon (902.53m).
- C_{TP} : Cote trop plein du réservoir de distribution (842.8m).

$$\Delta H_d = 902.53 - 842.8 = 59.73m.$$

La longueur de la conduite gravitaire :

- $L=17882.8m$

La longueur équivalente de la conduite gravitaire :

- $L_e=1.1*L$
- $L_e=19671.08m$

Détermination du diamètre :

$$D_{cal} = \sqrt[4.772]{\frac{0.001052 * 19671.08 * 0.0681^2}{59.73}}$$

- $D_{cal\ int} = 0.260m = 260mm$.

Le diamètre normalisé de la conduite gravitaire est de $D_{N\ int}=257.8mm$ à $D_{N\ int}=327.4mm$.

Donc on va adopter une adduction à deux conduite en série composé de $D_{N\ ex}=315mm$ et $D_{N\ ex}=400mm$ de PN16

$$\Delta H_t = \Delta H_1 + \Delta H_2 = \frac{K * L_1 * Q^\beta}{D_1^m} + \frac{K * L_2 * Q^\beta}{D_2^m} \quad (III-27)$$

Avec :

- $L_{eq}=L_1+L_2$
- $D_{N2\ ex} = 400mm$; $D_{N2\ int}=327.4mm$
- $D_{N1\ ex} = 315\ mm$; $D_{N1\ int}=257.8mm$

Et on a :

- $L=19671.08\text{m}$
- $L_2=19671.08- L_1$

Alors l'équation précédente se transforme en une équation à un seul inconnu (L_1)

$$\Delta H_t = K \cdot Q^\beta \cdot \left(\frac{19671.08 - L_1}{0.3274^{4.772}} + \frac{L_1}{0.2578^{4.772}} \right)$$

Après la résolution on trouve :

- $L_{1eq}=18652.41\text{m}$
- $L_{2eq}=1018.67\text{m}$

Alors on va avoir deux tronçons :

- Premier tronçon (L_2) de $D_{N2} \text{ ex} = 400\text{mm}$ sur une longueur de 926.06m
- Deuxième tronçon (L_{1eq}) de $D_{N1} \text{ ex} = 315 \text{ mm}$ sur une longueur de 16956.74m

III.7.2.3. Calcul des paramètres hydraulique

Les résultats trouvés par le calcul sont regroupés dans les tableaux suivants :

Tableau III. 25 : Paramètre hydraulique de la partie gravitaire

Diamètre (mm)	V(m/s)	L_{eqi} (m)	ΔH_t (m)
315	1.31	18652.41	58.67
400	0.81	1018.67	1.06

III.7.2.4. Les frais d'investissement

Les frais d'investissement de la conduite gravitaire figurent dans le tableau suivant :

Tableau III. 26 : Les frais d'investissement de la conduite gravitaire

Diamètre (mm)	Prix de ml(DA)	L(m)	F investissement (DA)
315	6844.5	16956.74	116060406.9
400	10904.4	926.06	10098128.66
Total			126158535.6

III.8. Variante N°2**III.8.1. Détermination des diamètres économiques de la conduite de refoulement****III.8.1.1. Tronçon (forage M11-SP)**

$$Q = 0.02 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$L = 1762.48 \text{ m}$$

$$H_g = 150.92 \text{ m}$$

Les résultats trouvés pour le calcul du diamètre économique de ce tronçon sont regroupés dans les tableaux suivants :

Tableau III. 27 : Calcul de la HMT du Tronçon (forage M11-SP)

D(mm) m11	Q(m3/s)	V(m/s)	λ	L(m)	ΔH_i(m)	I(m/m)	ΔH_t(m)	HMT(m)
90	0,02	4,0617	0,00851	1762,48	159,227	0,0903	175,149	326,069
110	0,02	2,7190	0,00824	1762,48	56,565	0,0321	62,221	213,141
125	0,02	2,0980	0,00808	1762,48	28,991	0,0164	31,890	182,810
160	0,02	1,2815	0,00778	1762,48	8,141	0,0046	8,955	159,875
200	0,02	0,8206	0,00752	1762,48	2,583	0,0015	2,842	153,762
250	0,02	0,5245	0,00728	1762,48	0,816	0,0005	0,898	151,818
315	0,02	0,3306	0,00704	1762,48	0,249	0,0001	0,274	151,194

Tableau III. 28 : Calcul des frais d'amortissement du tronçon (forage M11-SP)

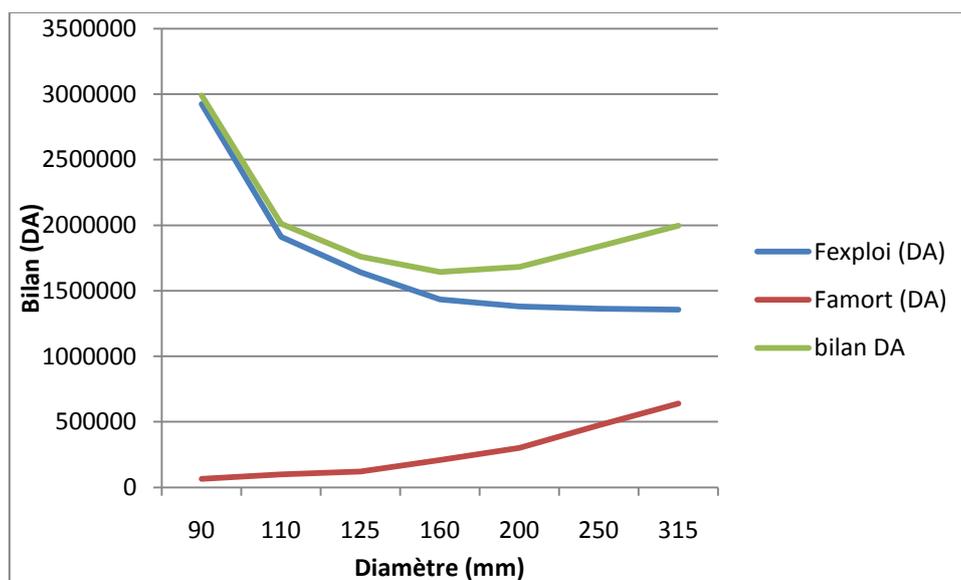
D(mm) m11	Prix d'un ml de PEHD en (DA)	L (m)	prix total	F amort (DA)
90	420,14	1762,48	740488,347	65755,365
110	632,39	1762,48	1114574,73	98974,236
125	772,36	1762,48	1361269,05	120880,692
160	1336,43	1762,48	2355431,15	209162,286
200	1931,48	1762,48	3404194,87	302292,504
250	3036,15	1762,48	5351153,65	475182,444
315	4093,57	1762,48	7214835,25	640677,371

Tableau III.29: Calcul des frais d'exploitation du tronçon (forage M11-SP)**Tableau III. 29 :** Calcul des frais d'exploitation du tronçon (forage M11-SP)

D(mm) m11	P (K Watt)	E (KWh)	F exploi (DA)
90	78,0181	626484,957	2925684,75
110	50,9980	409513,551	1912428,28
125	43,7407	351237,842	1640280,72
160	38,2531	307172,194	1434494,15
200	36,7903	295426,143	1379640,09
250	36,3252	291691,204	1362197,92
315	36,1759	290492,474	1356599,85

Tableau III. 30 : Bilan du tronçon (forage M11-SP)

D(mm) m11	Fexplo (DA)	Famort (DA)	bilan DA
90	2925684,75	65755,365	2991440,12
110	1912428,28	98974,236	2011402,52
125	1640280,72	120880,692	1761161,41
160	1434494,15	209162,286	1643656,44
200	1379640,09	302292,504	1681932,59
250	1362197,92	475182,444	1837380,36
315	1356599,85	640677,371	1997277,22

**Figure III. 1 :** Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation du tronçon (forage M11-SP)

Selon la combinaison des frais d'amortissement et d'exploitation, le diamètre économique est de 160 mm, PN16, avec une vitesse de $V = 1,2815$ m/s pour une conduite en PEHD.

III.8.1.2. Tronçon (forage M1bis -SP)

$$Q = 0.018 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$L = 1167.39\text{m}$$

$$H_g = 134,44\text{m}$$

Tableau III. 31 : Calcul de la HMT du Tronçon (forage M1bis-SP)

D(mm) m1 bis	Q(m3/s)	V(m/s)	λ	L(m)	ΔH_i (m)	I(m/m)	ΔH_t (m)	HMT(m)
90	0,018	3,656	0,00851	1167,39	85,426	0,07318	93,969	228,409
110	0,018	2,447	0,00824	1167,39	30,348	0,02600	33,382	167,822
125	0,018	1,888	0,00808	1167,39	15,554	0,01332	17,109	151,549
160	0,018	1,153	0,00778	1167,39	4,368	0,00374	4,805	139,245
200	0,018	0,739	0,00752	1167,39	1,386	0,00119	1,525	135,965
250	0,018	0,472	0,00728	1167,39	0,438	0,00038	0,482	134,922
315	0,018	0,298	0,00704	1167,39	0,134	0,00011	0,147	134,587

Tableau III. 32 : Calcul des frais d'amortissement du tronçon (forage M1bis-SP)

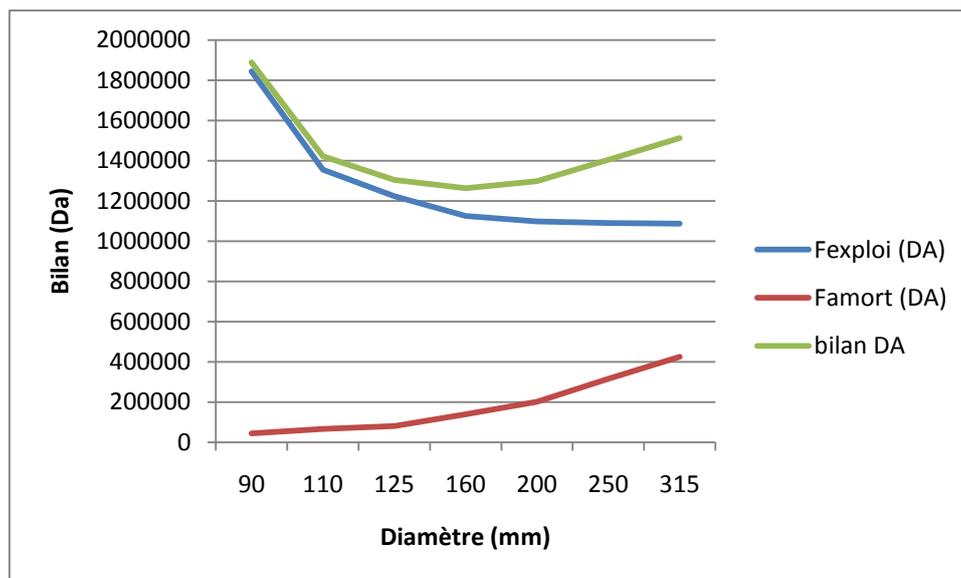
D(mm) m1bis	Prix d'un ml de PEHD en (DA)	L (m)	prix total	Famort (DA)
90	420,14	1167,39	490467,235	43553,4904
110	632,39	1167,39	738245,762	65556,2237
125	772,36	1167,39	901645,34	80066,1062
160	1336,43	1167,39	1560135,02	138539,99
200	1931,48	1167,39	2254790,44	200225,391
250	3036,15	1167,39	3544371,15	314740,158
315	4093,57	1167,39	4778792,68	424356,79

Tableau III. 33 : Calcul des frais d'exploitation du tronçon (forage M1bis-SP)

D(mm) m1bis	P (K Watt)	E (KWh)	Fexplo (DA)
90	49,186	394963,253	1844478,39
110	36,139	290196,906	1355219,55
125	32,635	262058,022	1223810,96
160	29,985	240780,578	1124445,3
200	29,279	235108,906	1097958,59
250	29,054	233305,461	1089536,5
315	28,982	232726,645	1086833,43

Tableau III. 34 : Bilan du tronçon (forage M1bis-SP)

D(mm) m1bis	Fexplo (DA)	Famort (DA)	bilan DA
90	1844478,39	43553,4904	1888031,88
110	1355219,55	65556,2237	1420775,77
125	1223810,96	80066,1062	1303877,07
160	1124445,3	138539,99	1262985,29
200	1097958,59	200225,391	1298183,98
250	1089536,5	314740,158	1404276,66
315	1086833,43	424356,79	1511190,22

**Figure III. 10** : Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation du tronçon (forage M1bis-SP)

Selon la combinaison des frais d'amortissement et d'exploitation, le diamètre économique est de 160 mm, PN16 avec une vitesse de $V = 1,153$ m/s pour une conduite en PEHD.

III.8.1.3. Tronçon (forage M12-SP)

$$Q = 0.01 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$L = 384.75 \text{ m}$$

$$H_g = 115,99 \text{ m}$$

Tableau III. 35 : Calcul de la HMT du Tronçon (forage M12-SP)

D(mm) m12	Q(m3/s)	V(m/s)	λ	L(m)	ΔH_i (m)	I(m/m)	ΔH_t (m)	HMT(m)
90	0,01	2,031	0,00851	384,75	8,690	0,0226	9,559	125,549
110	0,01	1,360	0,00824	384,75	3,087	0,0080	3,396	119,386
125	0,01	1,049	0,00808	384,75	1,582	0,0041	1,740	117,730
160	0,01	0,641	0,00778	384,75	0,444	0,0012	0,489	116,479
200	0,01	0,410	0,00752	384,75	0,141	0,0004	0,155	116,145
250	0,01	0,262	0,00728	384,75	0,045	0,0001	0,049	116,039
315	0,01	0,165	0,00704	384,75	0,014	0,0000	0,015	116,005

Tableau III. 36 : Calcul des frais d'amortissement du tronçon (forage M12-SP)

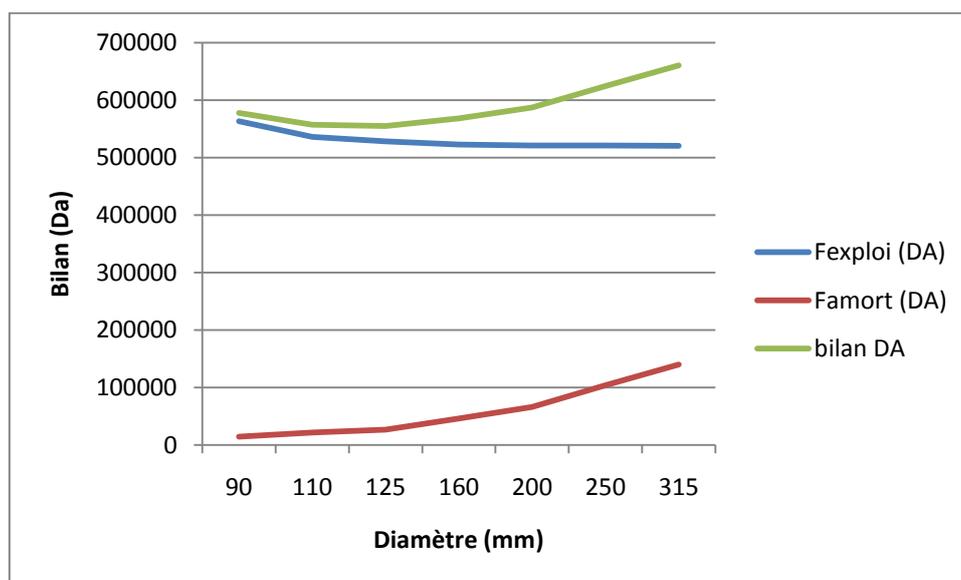
D(mm) m12	Prix d'un ml de PEHD en (DA)	L (m)	prix total	Famort (DA)
90	420,14	384,75	161648,865	14354,4192
110	632,39	384,75	243312,053	21606,1103
125	772,36	384,75	297165,51	26388,2973
160	1336,43	384,75	514191,443	45660,2001
200	1931,48	384,75	743136,93	65990,5594
250	3036,15	384,75	1168158,71	103732,494
315	4093,57	384,75	1575001,06	139860,094

Tableau III. 37 : Calcul des frais d'exploitation du tronçon (forage M12-SP)

D(mm) m12	P (K Watt)	E (KWh)	Fexplo (DA)
90	15,0199	120609,976	563248,589
110	14,2826	114689,359	535599,308
125	14,0846	113099,159	528173,072
160	13,9348	111896,715	522557,661
200	13,8949	111576,194	521060,827
250	13,8822	111474,277	520584,872
315	13,8782	111441,567	520432,118

Tableau III. 38 : Bilan du tronçon (forage M12-SP)

D(mm) m12	Fexplo (DA)	Famort (DA)	bilan DA
90	563248,589	14354,4192	577603,008
110	535599,308	21606,1103	557205,418
125	528173,072	26388,2973	554561,369
160	522557,661	45660,2001	568217,861
200	521060,827	65990,5594	587051,386
250	520584,872	103732,494	624317,366
315	520432,118	139860,094	660292,212

**Figure III. 11** : Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation du tronçon (forage M12-SP)

Selon la combinaison des frais d'amortissement et d'exploitation, le diamètre économique est de 125 mm, PN16 avec une vitesse de $V = 1,049$ m/s pour une conduite en PEHD.

III.8.1.4. Tronçon (forage M2 bis-SP)

$$Q = 0.03 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$L = 1562.14 \text{ m}$$

$$H_g = 148,49 \text{ m}$$

Tableau III. 39 : Calcul de la HMT du Tronçon (forage M2 bis-SP)

D(mm) m2 bis	Q(m ³ /s)	V(m/s)	λ	L(m)	ΔH_i (m)	I(m/m)	ΔH_t (m)	HMT(m)
90	0,03	6,093	0,0085	1562,14	317,537	0,2033	349,290	497,780
110	0,03	4,079	0,0082	1562,14	112,804	0,0722	124,084	272,574
125	0,03	3,147	0,0081	1562,14	57,815	0,0370	63,597	212,087
160	0,03	1,922	0,0078	1562,14	16,235	0,0104	17,859	166,349
200	0,03	1,231	0,0075	1562,14	5,152	0,0033	5,667	154,157
250	0,03	0,787	0,0073	1562,14	1,628	0,0010	1,790	150,280
315	0,03	0,496	0,0070	1562,14	0,497	0,0003	0,546	149,036

Tableau III. 40 : Calcul des frais d'amortissement du tronçon (forage M2bis-SP)

D(mm) m2bis	Prix d'un ml de PEHD en (DA)	L (m)	prix total	Famort (DA)
90	420,14	1562,14	656317,5	58280,994
110	632,39	1562,14	987881,715	87723,8963
125	772,36	1562,14	1206534,45	107140,259
160	1336,43	1562,14	2087690,76	185386,94
200	1931,48	1562,14	3017242,17	267931,104
250	3036,15	1562,14	4742891,36	421168,753
315	4093,57	1562,14	6394729,44	567851,974

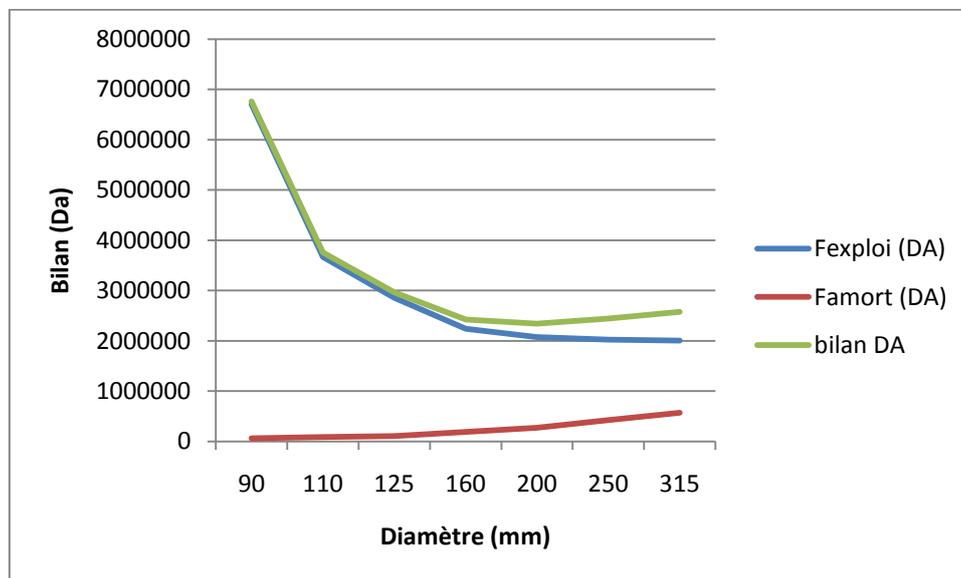
Tableau III. 41 : Calcul des frais d'exploitation du tronçon (forage M2bis-SP)

D(mm) m2 bis	P (K Watt)	E (KWh)	Fexplo (DA)
90	178,65463	1434596,68	6699566,48
110	97,8276242	785555,822	3668545,69

125	76,1185373	611231,854	2854452,76
160	59,703036	479415,379	2238869,82
200	55,3273531	444278,645	2074781,27
250	53,9359989	433106,071	2022605,35
315	53,4894442	429520,237	2005859,51

Tableau III. 42 : Bilan du tronçon (forage M2 bis-SP)

D(mm) m2bis	Fexploit (DA)	Famort (DA)	bilan DA
90	6699566,48	58280,994	6757847,47
110	3668545,69	87723,8963	3756269,59
125	2854452,76	107140,259	2961593,02
160	2238869,82	185386,94	2424256,76
200	2074781,27	267931,104	2342712,37
250	2022605,35	421168,753	2443774,1
315	2005859,51	567851,974	2573711,48

**Figure III. 12 :** Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation du tronçon (forage M2 bis-SP)

Selon la combinaison des frais d'amortissement et d'exploitation, le diamètre économique est de 200 mm, PN16 avec une vitesse de $V = 1,231$ m/s pour une conduite en PEHD.

III.8.1.5. Tronçon (SP-Réservoir tampon)

$$Q = 0.0681 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$L = 803 \text{ m}$$

$$H_g = 67.84 \text{ m}$$

Tableau III. 43 : Calcul de la HMT du Tronçon (SP-Réservoir tampon)

D(mm) sp-rt	Q(m ³ /s)	V(m/s)	λ	L(m)	ΔH_i (m)	I(m/m)	ΔH_t (m)	HMT(m)
90	0,0681	13,830	0,0085	803	841,088	1,0474	925,197	993,037
110	0,0681	9,258	0,0082	803	298,794	0,3721	328,673	396,513
125	0,0681	7,144	0,0081	803	153,141	0,1907	168,455	236,295
160	0,0681	4,364	0,0078	803	43,004	0,0536	47,305	115,145
200	0,0681	2,794	0,0075	803	13,646	0,0170	15,011	82,851
250	0,0681	1,786	0,0073	803	4,311	0,0054	4,742	72,582
315	0,0681	1,126	0,0070	803	1,315	0,0016	1,447	69,287
400	0,0681	0,698	0,0068	803	0,384	0,0005	0,423	68,263
500	0,0681	0,541	0,0067	803	0,199	0,0002	0,219	68,059
630	0,0681	0,282	0,0064	803	0,037	0,0001	0,041	67,881

Tableau III. 44 : Calcul des frais d'amortissement du tronçon (SP-Réservoir tampon)

D(mm) SP RT	Prix d'un ml de PEHD en (DA)	L (m)	prix total	Famort (DA)
90	420,14	803	337372,42	29958,671
110	632,39	803	507809,17	45093,454
125	772,36	803	620205,08	55074,211
160	1336,43	803	1073153,29	95296,012
200	1931,48	803	1550978,44	137726,885
250	3036,15	803	2438028,45	216496,926
315	4093,57	803	3287136,71	291897,740
400	6098,74	803	4897288,22	434879,194
500	10152,51	803	8152465,53	723938,939
630	15733,76	803	12634209,3	1121917,784

Tableau III. 45 : Calcul des frais d'exploitation du tronçon (SP-Réservoir tampon)

D(mm) SP-rt	P (K Watt)	E (KWh)	Fexploit (DA)
90	809,036	5905960,76	27580836,8
110	323,043	2358210,44	11012842,8
125	192,512	1405334,34	6562911,38
160	93,810	684810,185	3198063,57
200	67,499	492745,744	2301122,62
250	59,133	431672,178	2015909,07
315	56,449	412075,586	1924392,99
400	55,614	405985,476	1895952,18
500	55,448	404772,213	1890286,23
630	55,303	403713,58	1885342,42

Tableau III. 46 : Bilan du tronçon (SP-Réservoir tampon)

D(mm) SP RT	Fexploit (DA)	Famort (DA)	bilan DA
90	27580836,8	29958,6709	27610795,5
110	11012842,8	45093,4543	11057936,3
125	6562911,38	55074,2111	6617985,59
160	3198063,57	95296,0122	3293359,58
200	2301122,62	137726,885	2438849,51
250	2015909,07	216496,926	2232406
315	1924392,99	291897,74	2216290,73
400	1895952,18	434879,194	2330831,37
500	1890286,23	723938,939	2614225,17
630	1885342,42	1121917,78	3007260,2

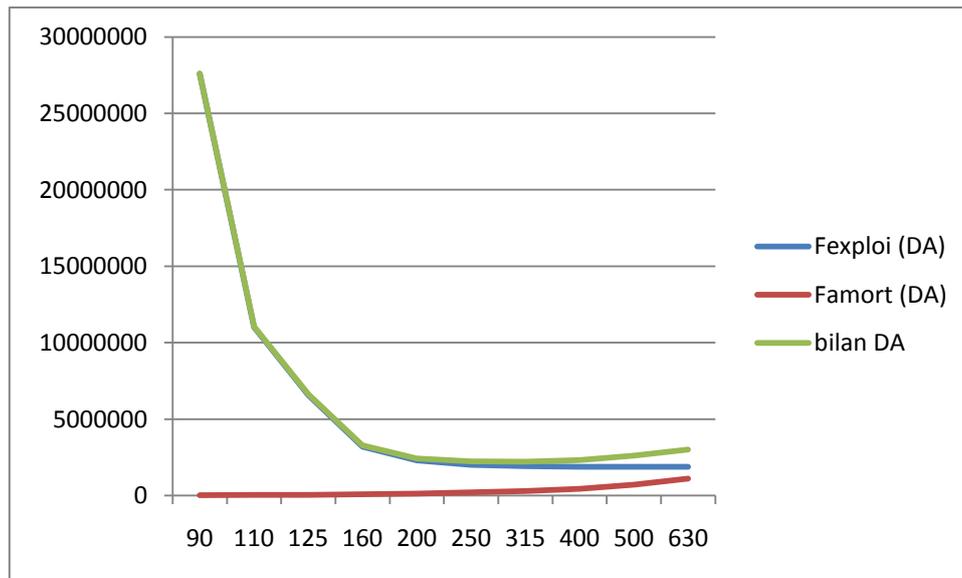


Figure III. 23 : Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation du tronçon (SP-Réservoir tampon)

Selon la combinaison des frais d'amortissement et d'exploitation, le diamètre économique est de 315 mm, PN10 avec une vitesse de $V = 1.126$ m/s pour une conduite en PEHD.

III.8.2.Partie gravitaire (réservoir tampon-réservoir de distribution koudiat el assa)

III.8.2.1.Détermination du diamètre avantageux

Le calcul du tronçon –réservoir projeté se fait de telle façon que le tronçon véhicule en 20 heures la totalité du débit refoulé par la station de pompage .Puisque le tronçon fonctionne gravitairement , il s'agit de déterminer le diamètre avantageux, la charge disponible est calculée en faisant la différence entre la cote du radier de réservoir tampon et la cote de trop plein du réservoir de distribution

Sachant que la cote de trop plein du réservoir de distribution est $C_{tp}=842.8m$.

III.8.2.2.La charge disponible

$$H_d = C_{R-RT} - C_{TP} \quad (III-26)$$

Avec :

- H_d : La charge disponible.
- C_{R-RT} : Cote du radier du réservoir tampon (890.7m).
- C_{TP} : Cote trop plein du réservoir de distribution (842.8m).

$$\Delta H_d = 890.7 - 842.8 = 47.9m.$$

La longueur de la conduite gravitaire :

$$L = 17897.05m$$

La longueur équivalente de la conduite gravitaire :

- $L_e = 1.1 * L$
- **$L_e = 19686.76\text{m}$**

Détermination du diamètre

$$D_{cal} = \sqrt[4.772]{\frac{0.001052 * 19686.76 * 0.0681^2}{47.9}}$$

- **$D_{cal} = 0.272\text{m} = 272\text{mm}$** .

Le diamètre normalisé de la conduite gravitaire est de $D_{N\text{ ex}} = 257.8\text{mm}$ à $D_{N\text{ ex}} = 327.4\text{mm}$.

Donc on va adopter une adduction à deux conduite en série composé de $D_{N\text{ ex}} = 315\text{mm}$ et $D_{N\text{ ex}} = 400\text{mm}$ de PN16

$$\Delta H_t = \Delta H_1 + \Delta H_2 = \frac{K * L_1 * Q^\beta}{D_1^m} + \frac{K * L_2 * Q^\beta}{D_2^m} \quad \text{(III-27)}$$

Avec :

- $L_{eq} = L_1 + L_2$
- $D_{N2\text{ ex}} = 400\text{mm}$; $D_{N2\text{ int}} = 327.4\text{mm}$
- $D_{N1\text{ ex}} = 315\text{ mm}$; $D_{N1\text{ int}} = 257.8\text{mm}$

Et on a :

- $L = 19686.76\text{ (m)}$
- $L_2 = 19686.76 - L_1\text{ (m)}$

Alors l'équation précédente se transforme en une équation à un seul inconnu (L_1)

$$\Delta H_t = K * Q^\beta * \left(\frac{19686.76 - L_1}{0.3274^{4.772}} + \frac{L_1}{0.2578^{4.772}} \right)$$

Après la résolution on trouve

- **$L_{1eq} = 13122.16\text{m}$**
- **$L_{2eq} = 6564.6\text{ m}$**

Alors on va avoir deux tronçons :

- Premier tronçon (L_2) de $D_{N2\text{ ex}} = 400\text{mm}$ sur une longueur de 5967.81m
- Deuxième tronçon (L_{1eq}) de $D_{N1\text{ ex}} = 315\text{ mm}$ sur une longueur de 11929.24m

III.8.2.3.Calcul des paramètres hydraulique

Les résultats trouvés par le calcul sont regroupés dans les tableaux suivants :

Tableau III. 47 : Paramètre hydraulique de la partie gravitaire :

Diamètre (mm)	V (m/s)	L _{equi} (m)	ΔH_t (m)
315	1.31	11929.24	37.52
400	0.81	5967.81	10.38

III.8.2.4.Les frais d'investissement

Les frais d'investissement de la conduite gravitaire figurent dans le tableau suivant :

Tableau III. 48 : Les frais d'investissement de la conduite gravitaire :

Diamètre (mm)	Prix de ml(DA)	L(m)	F investissement (DA)
315	6844.5	11929.24	81649683.18
400	10904.4	5967.81	65075387.36
Total			146725070.5

III.8.2.5.Les bilans globaux

Le tableau ci-après regroupe les bilans globaux des différents tronçons

Tableau III. 49 : Les bilans de chaque tronçon :

Tronçon	Bilan (DA)	
	Variante 1	Variante 2
M11-SP	1643656,44	1643656,44
M1bis-SP	1262985,29	1262985,29
M12-SP	554561,37	554561,37
M2bis-SP	2342712,37	2342712,37
SP-RT	2538685,09	2216290,73
RT-RD	126158535,60	146725070,50
Total	134501136,16	154745276,70

On remarque que les diamètres de la partie refoulement et gravitaire sont les même pour les deux variantes .Par contre de point de vue économique ce n'est pas le cas pour la

deuxième variante donc sur la base du bilan global, on adopte au choix de la **variante N°1**. En revanche cette variante reste toujours le meilleur du point de vue technico-économique. Les diamètres des tronçons sont montres comme suit :

Tableau III. 50 : Le dimensionnement final de l'adduction :

Tronçon	Diamètre (mm)	Vitesse (m/s)	Longueur (m)
M11-SP	160	1.2815	1762.48
M1bis-SP	160	1.153	1167.39
M12-SP	125	1.049	384.75
M2bis-SP	200	1.231	1562.14
SP-RT	315	1.126	788.09
RT-B	400	0.81	926.06
B-RD	315	1.31	16956.74

Conclusion

Le calcul de l'adduction a été présenté de la façon la plus économique et technique possible afin d'avoir le cout minimale tout en respectant les consignes de sécurité de longévité de l'adduction.

En effet nous avons décomposé l'adduction en deux partie, la première se compose des conduites de refoulement qui fonctionnent grâce à des pompes, et le deuxième tronçon gravitaire .Donc le transport de l'eau constitue généralement un investissement considérable, on doit alors dans ce cas examiner, attentivement toutes les options possibles sur le plan technique et financier pour pouvoir retenir le choix optimal.

Chapitre IV : Ouvrages de stockage

Introduction

Les réservoirs sont des ouvrages de stockage régulateurs de débit qui permet d'adapter la production à la consommation, ils sont des ouvrages hydrotechniques variés nécessitant une étude technique approfondie afin qu'ils puissent remplir à bien, les tâches auxquelles ils sont conçus autrefois, Ils servaient de réservoir d'eau, cependant leur rôle a sensiblement change au cours du temps.

Le but de ce chapitre est de déterminer le volume de stockage nécessaire et le projeté de telle façon à assurer le meilleur fonctionnement du réseau.

IV. Etude des réservoirs

IV.1. Rôles des réservoirs

Les réservoirs constituent les organes régulateurs de pression et de débit entre le régime de production et le régime de consommation, Ils permettent de :

- Emmagasiner l'eau pendant les heures creuses de consommation et restitution de l'eau pendant les autres heures ou la consommation devient importante.
- Assurer la continuité de la distribution pendant l'arrêt de la pompe.
- Constituer une réserve pour les imprévus (rupture, panne, réparation, extension du réseau...).
- Régulariser le fonctionnement du pompage, Les pompes refoulent à un débit constant.
- Simplifier l'exploitation.
- Assurer la réserve d'incendie.
- Ils peuvent également jouer le rôle de brise-charge dans le cas d'une distribution étagée.
- jouer le rôle de relai.

IV.2. Classification des réservoirs

On peut classer les réservoirs en plusieurs catégories :

- D'après la nature des matériaux de construction, on distingue :
 - Les réservoirs métalliques ;
 - Les réservoirs en maçonnerie ;
 - Les réservoirs en béton arme, ordinaire ou précontraint.
- D'après la situation des lieux, ils peuvent être :
 - Enterrées ;
 - Semi-enterrés ;

- Surélève.
- D'après leurs formes :
 - Circulaires ;
 - Rectangulaires ;
 - Ou d'une forme quelconque.

IV.3. Fonctions des réservoirs

Les fonctions générales assurées par les réservoirs d'eau potable sont multiples :

- Du point de vue économique.
- Du point de vue technique.

Ces fonctions sont résumées par le tableau IV.1.

Tableau IV. 1 : Fonctions d'un réservoir.

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

IV.4. Emplacement des réservoirs

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

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

IV.5. Choix du réservoir

Il sera préférable d'avoir recours au réservoir enterré, semi enterré ou au plus en élévation au-dessus du sol avec radier légèrement enterré Le choix du réservoir dépend des :

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

IV.6. Description de réservoirs existant

La ville de Sidi Fredj est caractérisé par l'existence d'un réservoir, ayant les caractéristiques représentées da le tableau IV.2. ce réservoir est très loin de notre tracé d'adduction donc on ne peut pas les utiliser ;

Tableau IV. 2 : les caractéristiques de réservoir existant

Type d'ouvrage	Capacité (m3)	Cote radié(m)	Cote trop plein(m)	Emplacement	Zones alimentées
Réservoir Semi enterré R1	300	916,80	921,50	Sud-ouest de la Ville	Alimente la zone sud et le centre-ville

Source : DRE (Souk Ahras)

IV.7. Equipement des réservoirs

IV.7.1. Equipements hydrauliques des réservoirs

Les réservoirs doivent être équipés de :

IV.7.1.1. Conduite d'arrivée ou d'adduction

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

a. Par le haut (chute libre) :

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

b. En bas (siphon noyé) :

Elle a l'avantage de permettre le brassage des eaux qui rentrent et quittent le réservoir, permet une petite économie sur les frais d'exploitation dans le cas d'une adduction par refoulement, mais présente un inconvénient en cas d'accidents sur la conduite de refoulement, le réservoir se vide par siphonage. On peut remédier en disposant un clapet sur l'arrivée du réservoir. La conduite d'adduction a son débouche dans le réservoir doit pouvoir s'obturer quand l'eau atteint dans la cuve, son niveau maximal : obturation par robinet-flotteur si l'adduction est gravitaire ou dispositif permettant l'arrêt du moteur si l'adduction s'effectue par refoulement.

IV.7.1.2. Conduite de départ ou de distribution

Pour faciliter le brassage de l'eau dans le réservoir, l'orifice de départ de la conduite de distribution devra être situé 0,15 à 0,20 m au-dessus du radier et à l'opposé de la conduite d'arrivée ; pour éviter l'entraînement dans la conduite de distribution d'éventuels dépôts décantés dans le réservoir. L'extrémité est munie d'une crépine courbée afin d'éviter le phénomène de vortex (pénétration de l'air dans la conduite). Cette conduite est équipée d'une vanne à survitesse, permettant la fermeture rapide en cas de rupture au niveau de cette conduite surtout dans le cas des réservoirs de grande capacité afin d'éviter les dégâts d'inondation en ville.

IV.7.1.3. Conduite de trop plein

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

IV.7.1.4. Conduite de vidange

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

IV.7.1.5. Conduite By-pass

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

IV.7.1.6. Matérialisation de la réserve d'incendie

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

a. Système à deux prises :

Deux conduites sortent du réservoir, l'une prend son départ juste au niveau de la réserve d'incendie l'autre au fond de la réserve d'incendie et elle est munie d'un robinet vanne. Ces conduites se rencontrent dans la chambre de manœuvre. Quand le niveau d'eau dans la cuve atteint le niveau de la consigne d'incendie, l'alimentation cesse de se faire et la réserve d'incendie reste intacte. Le robinet vanne cite ci-dessus est responsable de la préservation de la réserve d'incendie.

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

b. Système à siphon :

Une seule conduite sort de la cuve et prend son départ au fond de la réserve d'incendie. Arrivant dans la chambre de manœuvre, cette conduite comporte un siphon muni d'un évent et de trois robinets vanne. Le premier est placé avant le siphon, le deuxième à sa sortie et le troisième sur le tronçon de la conduite, entre les deux bouts du siphon. Quand le niveau d'eau dans le réservoir atteint le niveau de la consigne d'incendie, le système se désamorçe grâce à l'évent tout en laissant le premier et le deuxième robinet ouverts.

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

IV.8. Prescriptions sanitaires :

Afin d'éviter les risques importants de dégradation de la qualité de l'eau dans ces ouvrages, certaines règles de conception doivent être prises en compte dès l'origine du projet :

➤ Renouvellement de l'eau :

Le renouvellement de l'eau dans les réservoirs est une condition nécessaire à la préservation de la qualité de l'eau. Le temps de séjour dépend directement des volumes de stockage, en pratique, on peut retenir les ordres de grandeur suivants pour le dimensionnement des réservoirs :

- une journée de consommation en milieu rural,
- une demi-journée de consommation en milieu urbain.

➤ **Brassage de l'eau :**

La forme des réservoirs ainsi que les dispositifs de remplissage et de vidange doivent permettre une circulation suffisante de l'eau pour éviter la formation de zones d'eau stagnante et donc empêcher la prolifération des germes.

➤ **Choix des matériaux :**

On s'attachera à utiliser des matériaux adéquats en apportant un soin particulier au choix des joints et des enduits.

➤ **Étanchéité de l'ouvrage et équipements divers :**

L'étanchéité des ouvrages de stockage est indispensable pour préserver la qualité de l'eau. L'attention se portera sur toutes les parties de l'ouvrage :

- Murs, radier.
- Capots et accès divers.

Il faut noter que la mauvaise étanchéité de la partie supérieure du réservoir est souvent la cause d'apport d'eaux de ruissellement parasites.

✓ **Isolation thermique :**

Les variations importantes de la température (journalières ou saisonnières) peuvent favoriser la dégradation de la qualité de l'eau en particulier le développement d'algues et de mousse. À ce sujet, les réservoirs enterrés sont thermiquement bien isolés et permettent de conserver quasi-constante la température de l'eau.

✓ **Protection des entrées d'air :**

Le renouvellement de l'air dans les réservoirs est indispensable. Il faut cependant protéger les entrées d'air contre la pénétration des poussières, des insectes voire de petits animaux. A cet effet, les dispositifs d'aération comporteront des tamis à maille fine en acier inoxydable ou en matière plastique.

✓ **Limitation de l'éclairage naturel :**

La lumière favorise la croissance des algues dans l'eau, l'éclairage naturel permanent à l'intérieur du réservoir est donc à proscrire. L'ouvrage sera par contre équipé d'un éclairage artificiel permettant son exploitation et son entretien en toute sécurité.

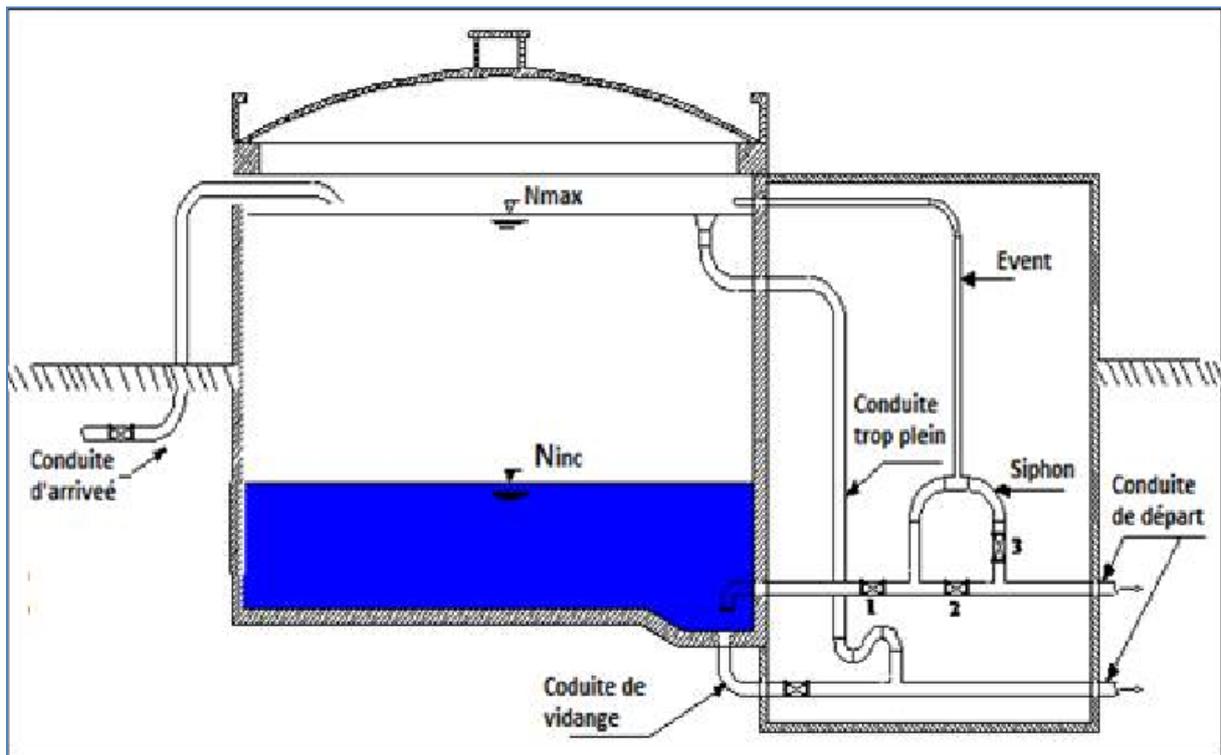


Figure IV. 1 : Schéma d'un réservoir Semi-enterrés .

IV.9.Capacité de réservoirs

Pour le calcul de la capacité du réservoir on doit tenir compte des variations de débit à l'entrée comme à la sortie c'est-à-dire d'une part du mode d'exploitation des ouvrages situés en amont et d'autre part de la variation de la demande. La capacité est calculée pour satisfaire aux variations journalières de débit de consommation en tenant compte du jour de plus forte consommation et de la réserve d'eau destinée à l'incendie. Il est possible de réduire leurs capacités en calculant le volume minimum pour assurer la continuité de la distribution.

IV.9.1.Cas d'une adduction par refoulement

Deux méthodes peuvent être appliquées pour la déterminer :

a. Méthode analytique :

La méthode analytique consiste à faire un calcul de résidus entre un régime d'alimentation qui est caractérisé par un débit constant avec un régime de consommation caractérisé par un débit variable (en fonction de la consommation des habitants). On ressort le volume qui suit :

$$V_r = a(\%) \times Q_{\max,j} / 100 \text{ [m}^3\text{]} \quad (\text{IV.1})$$

Avec :

- V_r : capacité résiduelle (m³).
- a : fraction horaire du débit maximum journalier (%).

- **Q max.j** : la consommation maximale journalière (m^3 /j).

On détermine le volume total en ajoutant le volume d'incendie au volume résiduel :

$$V_T = V_r + V_{inc} [m^3] \quad (IV.2)$$

Avec :

- **VT** : capacité totale du réservoir (m^3).
- **Vr** : capacité résiduelle (m^3).
- **Vinc** : volume d'incendie estimé à $120 m^3$

b. Méthode graphique :

La méthode graphique tient compte de la consommation totale déduite à partir des coefficients des variations horaires de la consommation et de la courbe d'apport du débit pompé en fonction de la durée de pompage. La capacité est déduite à partir des extremums des cumuls de la consommation vis-à-vis de celle des apports. Donc, Le volume total est calculé selon la formule suivante :

$$VT = (Q_{max,j} \times R_{max}) / 100 + V_{inc} [m^3] \quad (IV.3)$$

Avec :

- **VT** : volume total (m^3).
- **Q max.j** : le débit maximum journalier (m^3 /j).
- **R max** : résidu maximal journalier (%). Tel que :

$$R_{max} = |d| + |d'| [\%] \quad (IV.4)$$

- **d**: Excès pendant les différentes heures de la journée.
- **d'**: Déficit pendant les différentes heures de la journée.
- **Vinc** : volume d'incendie estimé à $120 m^3$.

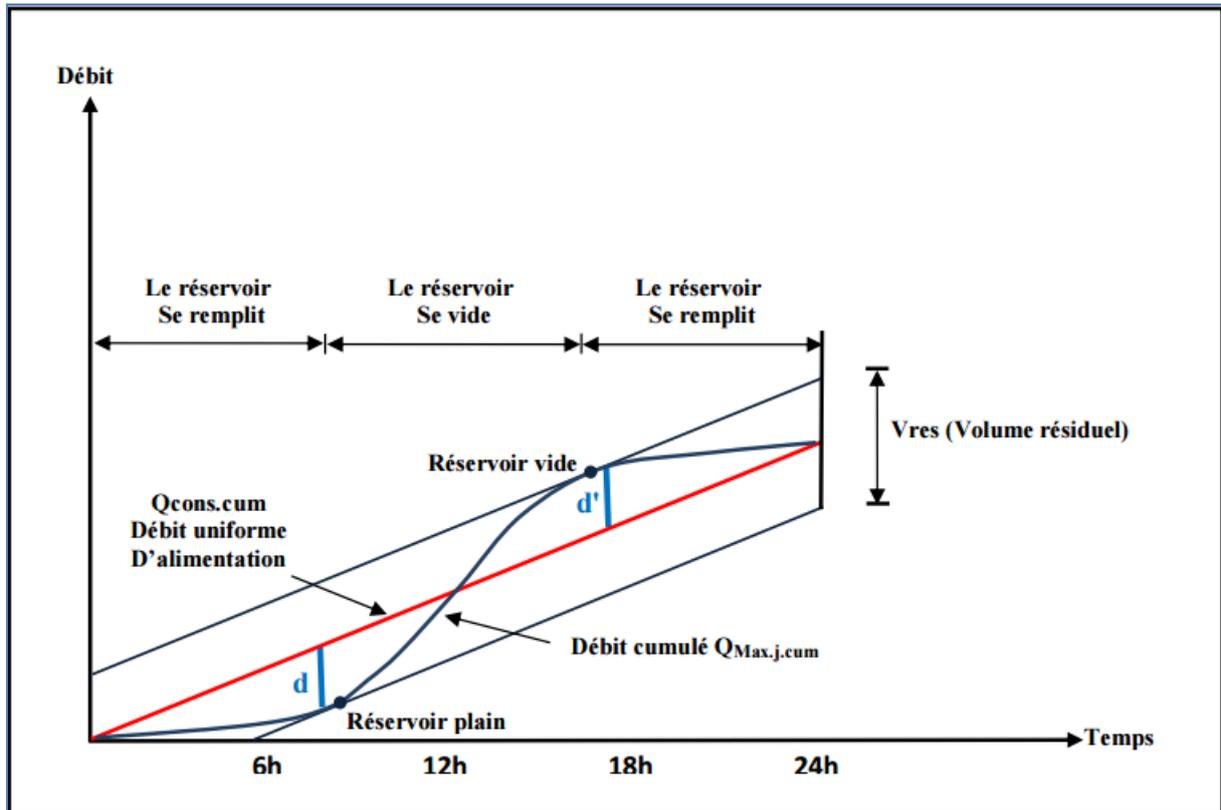


Figure IV. 2 : La courbe d'apport et la courbe de consommation totale.

IV.9.2. Cas d'une adduction gravitaire [2]

Dans le cas où les réservoirs sont alimentés gravitairement, on utilise la formule suivante :

$$V = n \times (K_p \times Q_{moy,h} - Q_a) [m^3] \quad (IV.5)$$

Avec :

- **K_p** : Coefficient de pointe,
- **$Q_{moy,h}$** : Débit moyen horaire (m^3/h).
- **Q_a** : Débit horaire disponible (m^3/h).
- **V** : Volume du réservoir (m^3).
- **n** : nombre des heures de pointes.

IV.10. Dimensionnement des réservoirs

IV.10.1. Réservoir projeté de koudiat el assa

Il est alimenté par refoulement durant 20 heures de pompage, dont les pourcentages de consommation horaire sont en fonction du nombre d'habitants (voir Annexe I).

La variation des résidus du réservoir en fonction des heures de consommation sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau IV. 3 : Evaluation du volume résiduel du réservoir de distribution à l'horizon d'étude 2047.

Heures	Distribution	Apport	Surplus	Déficit	Accumulation
	%	%	%	%	%
0-1	1,50%	0%		1,50%	0%
1-2	1,50%	0%		1,50%	-1,50%
2-3	1,50%	5%	3,50%		-3,00%
3-4	1,50%	5%	3,50%		0,50%
4-5	2,50%	5%	2,50%		4,00%
5-6	3,50%	5%	1,50%		6,50%
6-7	4,50%	5%	0,50%		8,00%
7-8	5,50%	5%		0,50%	8,50%
8-9	6,25%	5%		1,25%	8,00%
9-10	6,25%	5%		1,25%	6,75%
10-11	6,25%	5%		1,25%	5,50%
11-12	6,25%	5%		1,25%	4,25%
12-13	5%	5%		0,00%	3,00%
13-14	5%	5%		0,00%	3,00%
14-15	5,50%	5%		0,50%	3,00%
15-16	6%	5%		1,00%	2,50%
16-17	6%	5%		1,00%	1,50%
17-18	5,50%	5%		0,50%	0,50%
18-19	5%	5%		0,00%	1,00%
19-20	4,50%	5%	0,50%		1,00%
20-21	4%	5%	1,00%		0,50%
21-22	3%	5%	2,00%		1,50%
22-23	2%	0%		2%	3,50%
23-24	1,50%	0%		1,5%	1,50%

Avec un débit maximum journalier de la partie haute est de **8800.84** m³ /j.

A.N :

$$V_r = 8800.84 \times 11.5 / 100 = 1012.10 \text{ m}^3$$

En ajoutant le volume de la réserve d'incendie, le volume total sera :

$$V_t = V_r + V_{inc} = 1012.10 + 120 = 1132.10 \text{ m}^3$$

On prend un volume normalisé, qui est 1200 m³.

IV.10.2. Dimensionnement de réservoir tampon

Le réservoir joue le rôle, de tampon et de mise en charge, qui sert à transiter le débit refoule par la station de pompage, et gravitaire vers le réservoir de localité situé à l'aval (réservoir de koudiat el assa).

La capacité du réservoir tampon :

Le volume (V_{RT}) sera déterminé selon la formule :

$$V_{RT} = V_R + V_s + V_L$$

Avec :

✓ V_R : volume tampon

$$V_R = Q_{tr} * T / 4$$

- Q_{tr} : le débit transité dans la conduite ;
- T : temps de l'arrêt de la pompe.

$$T = 900s = 0.25h$$

$$V_R = 245 * 0.25 / 4 = 15.31m^3$$

• V_s : Le volume de sécurité :

$$V_s = Q_{tr} * T' / 2$$

- T' : fermeture linéaire totale du robinet-vanne

$$T' = 2700s = 0.75h$$

$$V_s = 245 * 0.75 / 2 = 91.88m^3$$

✓ V_L : volume nécessaire au signal d'alarme :

$$V_L = s * h$$

$$h = 0.1m$$

$$S = (V_s + V_r) / D = 16.37m^2$$

$$V_L = 1.64m^3$$

$$V_{RT} = 108.83m^3$$

Alors $V_{RT} = 120m^3$ (volume normalisé)

Par sécurité, la capacité de réservoir tampon sera 120m^3 pour normalisé et tenir compte du temps qui s'écoulera nécessairement entre l'arrêt de groupes et le commencement de la fermeture de la vanne.

IV.10.3. Dimensionnement de la Bâche de la station de pompage [1]

Le volume de la bâche de (SP) est :

$$V_{\text{bâche}} = \frac{Q_{\text{maxj}} * \frac{1}{n}}{4 * (N-1)}$$

Avec :

- n = nombre maxi de démarrages par heures -pour une puissance de 5.10 kW, on peut retenir 5 démarrages /h ;
- N = nombre de pompes identiques (ici 2 suffisent).

$$V_{\text{bâche}} = \frac{(8800.84 * (1/5))}{4} = 440\text{m}^3$$

On prend le volume normalisé de 500m^3 pour la bâche

IV.11. Forme des réservoirs

La section circulaire est généralement adoptée pour les réservoirs de capacité inférieure à $10\,000\text{m}^3$, ce qui permet de choisir cette forme pour tous les réservoirs de notre projet. La hauteur d'eau utile est limitée généralement entre 3 et 6 mètres.

Le diamètre D de la cuve :

On calcule le diamètre de la cuve moyennant la formule :

$$S = V_n / h \Rightarrow \pi \times D^2 / 4 = V_n / h$$

$$D = \sqrt{\frac{4 \times V_n}{h \times \pi}} \quad (\text{m}) \quad (\text{IV.6})$$

Avec :

- V_n : capacité normalisée du réservoir (m^3) ;
- S : section du réservoir (m^2) ;
- D : diamètre de la cuve (m) ;
- h : hauteur utile optimale d'eau (m),

La section de la cuve :

La section est calculée comme suit :

$$S = V_n / h \quad (\text{IV.7})$$

La hauteur totale H du réservoir :

On calcule la hauteur du réservoir par la formule :

$$\mathbf{H = h + R} \quad \text{(IV.8)}$$

Avec :

- H : hauteur totale du réservoir (m) ;
- h: hauteur d'eau (m) ;
- R : revanche (m), qui varie de 0.25 à 1m.

La hauteur de la réserve d'incendie :

On calcule la hauteur de la réserve d'incendie par la formule :

$$\mathbf{h_{inc} = V_{inc}/S} \quad \text{(IV.9)}$$

- h_{inc} : hauteur de la réserve d'incendie (m)

Tableau IV. 4 : Tableau donnant les dimensions des réservoirs

Réservoirs	Volume (m ³)	D(m)	S (m ²)	h(m)	h _{inc} (m)	R(m)	H(m)
Bâche de la station (sp)	500	13.24	137.36	3.64	/	0.5	4.14
Réservoir tampon	120	6.09	29.17	4.12	/	0.5	4.62
Réservoirs de koudiat el assa	1200	18.53	269.67	4.45	0.4	0.5	5.35

Conclusion

Ce chapitre nous a permis de calculer le volume de réservoir d'alimentation avec un volume de 1200m³, et une bâche d'aspiration de 500m³, ainsi qu'un réservoir tampon de 120m³ afin d'assurer le relais avec la partie gravitaire dans notre adduction.

Chapitre V : Etude de pompage

Introduction

On appelle une pompe toute machine qui permet d'élever un fluide d'un point bas vers un point haut, ce chapitre a pour but, l'étude et le choix de la pompe adaptée à l'usage de notre projet et qui permet d'assurer le débit et la hauteur manométrique totale demandés.

V.1.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 ;
 - ✓ Prévoir une plate-forme avec un revêtement routier ;
 - ✓ Utiliser les moyens de dérivation des eaux pluviales (drainage) ;
 - ✓ Prévoir une cote du planché de rez-de-chaussée de telle manière à dépasser celle de plate-forme de 0,15 à 0,5m ;
 - ✓ Prévoir la verdure autour de la station de pompage pour l'environnement.

V.2.Choix du type de pompe

Le choix du type de pompe se base sur plusieurs critères à savoir :

- Assurer le débit appelé Q_{app} et la hauteur HMT ;
- Meilleur rendement ;
- Vérifier la condition de non cavitation ;
- Encombrement et poids les plus faibles ;
- Vitesse de rotation la plus élevée ;
- Puissance absorbée minimale ;
- $(NPSH)_r$ minimal ;
- Être fabriquée en série.

V.3.Choix du nombre de pompes

Le choix de nombre de pompes se fait sur la base de plusieurs critères, qui sont :

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

V.4. Les modes de couplage des pompes

Les pompes peuvent être couplées en série ou en parallèle selon le but recherché, augmenter la hauteur ou le débit. Les couplages existants sont :

V.4.1. Couplage en parallèle

Dans ce cas on a :

- Chaque conduite de refoulement aboutit 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.

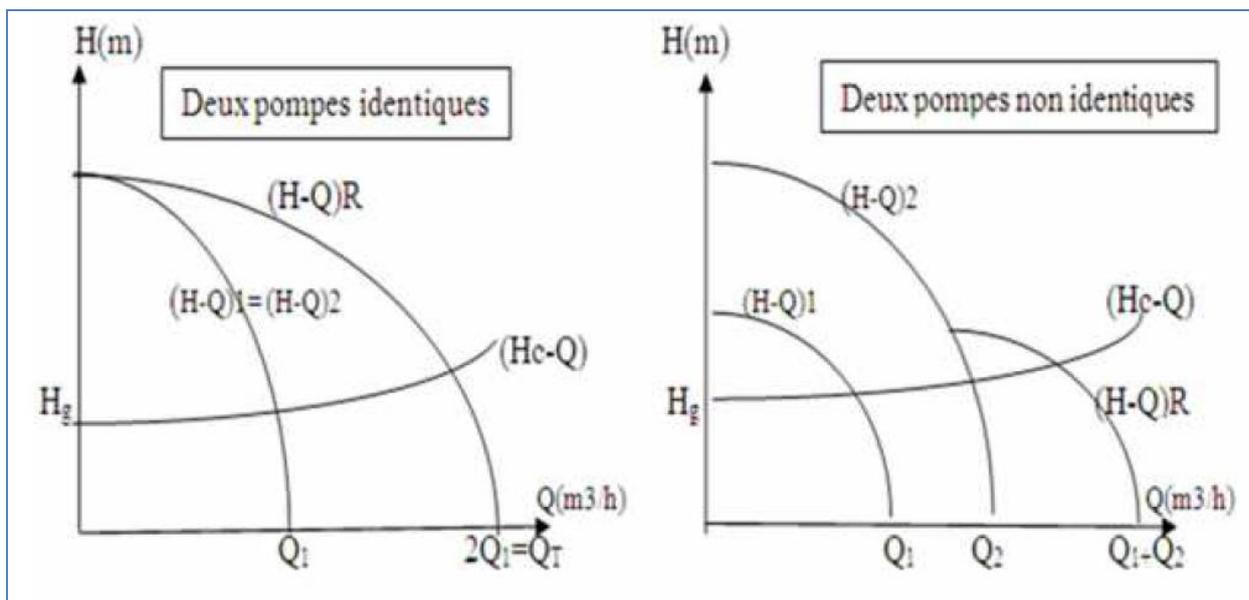


Figure V. 1 : Couplage de deux pompes en parallèle

V.4.2. 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.

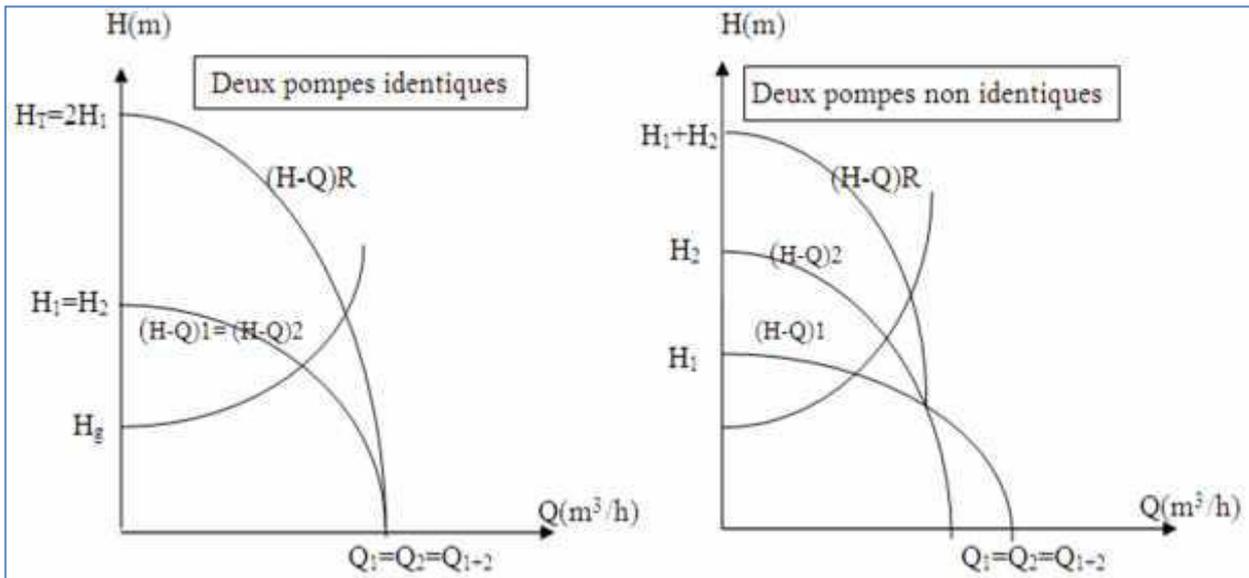


Figure V. 2 : Couplage de deux pompes en série.

V.5. Dimensionnements des pompes immergées

V.5.1. Calcul des hauteurs manométriques totales

V.5.1.1. Pour le forage M11

$$HMT = H_g + \Delta H_{m11-SP} \quad (V-1)$$

$$H_g = C_{tp} - C_{pe\ M11} \quad (V-2)$$

$$C_{pe\ M11} = C_{TNM11} - (N_{d\ M11} + 2.7) \quad (V-3)$$

Avec :

- HMT : hauteur manométrique ;
- H_g : hauteur géométrique ;
- ΔH_{m11-SP} : les pertes de charge totale de tronçon M11-(SP) ;
- C_{tp} : cote trop-plein de la bache de la station de pompage (SP) ;
- $C_{pe\ M11}$: cote plan d'eau du forage M11 ;
- C_{TNM11} : cote terrain du forage M11 ;
- $N_{d\ M11}$: niveau dynamique du forage M11.

AN:

$$C_{pe\ M11} = 753.60 - (75 + 2.7) = 675.9\text{m}$$

$$H_g = 826.82 - 675.9 = 150.92\text{m}$$

$$HMT = 150.92 + 8.96 = 159.88\text{m}$$

La HMT de la pompe du forage M1 est de 159,88m.

V.5.1.2. Pour le forage M1bis

$$HMT = H_g + \Delta H_{M1bis-SP} \quad (V-4)$$

$$H_g = C_{tp} - C_{pe\ M1bis} \quad (V-5)$$

$$C_{pe\ M1bis} = C_{TNM1bis} - (N_{d\ M1bis} + 2.7) \quad (V-6)$$

Avec :

- HMT : hauteur manométrique totale ;
- H_g : hauteur géométrique ;
- $\Delta H_{m1bis-SP}$: les pertes de charge totale de tronçon M1bis-(SP) ;
- C_{tp} : cote trop-plein de la bache de la station de pompage (SP) ;
- $C_{pe\ M1bis}$: cote plan d'eau du forage M1bis ;
- $C_{TNM1bis}$: cote terrain du forage M1bis ;
- $N_{d\ M1bis}$: niveau dynamique du forage M1bis ;
- 2.7 c'est le somme de 2.2m au-dessous du niveau dynamique du forage qui correspond à la longueur de la pompe et 50 cm au-dessous de la crépine.

AN:

$$C_{pe\ M1bis} = 770.08 - (75 + 2.7) = 692.38m$$

$$H_g = 826,82 - 692.38 = 134.44m$$

$$HMT = 134.44 + 4,80 = 139.24m$$

La HMT de la pompe du forage M1bis est de 139.24m.

V.5.1.3. Pour le forage M12

$$HMT = H_g + \Delta H_{M12-SP} \quad (V-7)$$

$$H_g = C_{tp} - C_{pe\ M12} \quad (V-8)$$

$$C_{pe\ M12} = C_{TNM12} - (N_{d\ M12} + 2.7) \quad (V-9)$$

Avec :

- HMT : hauteur manométrique ;
- H_g : hauteur géométrique ;
- ΔH_{m12-SP} : les pertes de charge totale de tronçon M12-(SP) ;
- C_{tp} : cote trop-plein de la bache de la station de pompage (SP) ;
- $C_{pe\ M12}$: cote plan d'eau du forage M12 ;
- C_{TNM12} : cote terrain du forage M12 ;
- $N_{d\ M12}$: niveau dynamique du forage M12.

AN:

$$C_{peM12} = 788.53 - (75 + 2.7) = 710.83 \text{ m}$$

$$H_g = 826,82 - 710.83 = 115.99 \text{ m}$$

$$HMT = 115.99 + 1.74 = 117.73 \text{ m}$$

La HMT de la pompe du forage M12 est de 117.73m.

V.5.1.4. Pour le forage M2bis

$$HMT = H_g + \Delta H_{M2bis-SP} \quad (V-10)$$

$$H_g = C_{tp} - C_{pe M2bis} \quad (V-11)$$

$$C_{pe M2bis} = C_{TNM1bis} - (N_{d M1bis} + 2.7) \quad (V-12)$$

Avec :

- HMT : hauteur manométrique totale ;
- H_g : hauteur géométrique ;
- $\Delta H_{m2bis-SP}$: les pertes de charge totale de tronçon M2bis-(SP) ;
- C_{tp} : cote trop-plein de la bêche de la station de pompage (SP) ;
- $C_{pe M2bis}$: cote plan d'eau du forage M2bis ;
- $C_{TNM2bis}$: cote terrain du forage M2bis ;
- $N_{d M2bis}$: niveau dynamique du forage M2bis.

AN:

$$C_{peM2bis} = 756.03 - (75 + 2.7) = 678.33 \text{ m}$$

$$H_g = 826,82 - 678.33 = 148.49 \text{ m}$$

$$HMT = 148.49 + 5.67 = 154.16 \text{ m}$$

La HMT de la pompe du forage M2bis est de 154.16m.

V.5.2. Choix du type des pompes immergées

En introduisant le débit de refoulement, HMT et H_g , nous obtenons :

V.5.2.1. Le forage M11

Le choix se fait à partir des variantes représentées dans le tableau suivant :

Tableau V. 1 : Variantes pour le choix du type de pompes (M11)

Variante	Q_{ref} (l/s)	HMT (m)	η (%)	Nombre de tours (tr/min)	Pabs (KW)	$(NPSH)_r$ (m)
1	20.5	160	75.3	2900	42.6	2.92
2	20.8	161	75	2900	43.5	2.42
3	21.4	161	74.4	2900	51.2	3.90

4	20	160	73.6	2900	43.2	3.48
5	21.6	161	72.7	2900	47.2	2.87

A partir du tableau V.1 représentatif des variantes proposées, on a choisi la première variante qui répond aux critères prises en considération pour un bon choix du type de pompe, vu la puissance minimale et le meilleur rendement.

Les caractéristiques de la variante choisie sont regroupées dans le tableau suivant :

Tableau V. 2 : Les caractéristiques du groupe électropompe choisi

Q_{ref} (l/s)	HMT (m)	D (mm)	η (%)	Nombre de tours (tr/min)	Pabs (KW)	(NPSH) _r (m)
20.5	160	195	75.3	2900	42.6	2.92

V.5.2.2. Le forage M1bis

Le choix se fait à partir des variantes représentées dans le tableau suivant :

Tableau V. 3 : Variantes pour le choix du type de pompes (M1bis)

Variante	Q_{ref} (l/s)	HMT (m)	η (%)	Nombre de tours (tr/min)	Pabs (KW)	(NPSH) _r (m)
1	18.1	139	74.1	2900	35.6	2.54
2	20.2	140	75.2	2900	36.9	2.32
3	18.1	139	75.7	2900	31.9	3.12
4	18.9	140	72.5	2900	35.6	5.40
5	18.1	139	67.9	2900	36.7	5.76

A partir du tableau V.3 représentatif des variantes proposées, on a choisi la troisième variante qui répond aux critères prises en considération pour un bon choix du type de pompe, vu la puissance minimale et le meilleur rendement.

Les caractéristiques de la variante choisie sont regroupées dans le tableau suivant :

Tableau V. 4 : Les caractéristiques du groupe électropompe choisi

Q_{ref} (l/s)	HMT (m)	D (mm)	η (%)	Nombre de tours (tr/min)	Pabs (KW)	(NPSH) _r (m)
18.1	139	195	75.7	2900	31.9	3.12

V.5.2.3. Le forage M12 :

Le choix se fait à partir des variantes représentées dans le tableau suivant :

Tableau V. 5 : Variantes pour le choix du type de pompes (M12)

Q_{ref} (l/s)	HMT (m)	η (%)	Nombre de tours (tr/min)	Pabs (KW)	(NPSH) _r (m)
11.9	118	73.1	2900	18.8	4.01
10.5	118	71.9	2900	16.9	4.53
10.7	118	70.7	2900	17.4	2.02
10	118	64.6	2900	17.6	3.45
11.1	118	62.4	2900	20.6	2.39

A partir du tableau V.5 représentatif des variantes proposées, on a choisi la première variante qui répond aux critères prises en considération pour un bon choix du type de pompe, vu la puissance minimale et le meilleur rendement.

Les caractéristiques de la variante choisie sont regroupées dans le tableau suivant :

Tableau V. 6 : Les caractéristiques du groupe électropompe choisi

Q_{ref} (l/s)	HMT (m)	D (mm)	η (%)	Nombre de tours (tr/min)	Pabs (KW)	(NPSH) _r (m)
11.9	118	150	73.1	2900	18.8	4.01

V.5.2.4. Le forage M2bis

Le choix se fait à partir des variantes représentées dans le tableau suivant :

Tableau V. 7 : Variantes pour le choix du type de pompes (M2bis)

Q_{ref} (l/s)	HMT (m)	η (%)	Nombre de tours (tr/min)	Pabs (KW)	(NPSH) _r (m)
20	154	74.3	2900	40.6	3.46
22.9	156	74	2900	47.9	3.10
20.7	154	73.6	2900	43.2	3.60
20.4	154	75.7	2900	40.6	2.78
21.5	155	74.7	2900	43.5	2.59

A partir du tableau V.7 représentatif des variantes proposées, on a choisi la quatrième variante qui répond aux critères prises en considération pour un bon choix du type de pompe, vu la puissance minimale et le meilleur rendement.

Les caractéristiques de la variante choisie sont regroupées dans le tableau suivant :

Tableau V. 8 : Les caractéristiques du groupe électropompe choisi

Q_{ref} (l/s)	HMT (m)	D (mm)	η (%)	Nombre de tours (tr/min)	Pabs (KW)	(NPSH) _r (m)
20.4	154	206	75.7	2900	40.6	2.78

V.5.2. Courbes caractéristiques des pompes

Les performances des pompes sont généralement indiquées à l'aide des courbes rassemblant les grandeurs physiques nécessaires au choix.

Les différentes courbes caractéristiques sont :

- Courbe de la hauteur en fonction du débit : $H = f(Q)$;
- Courbe de rendement en fonction du débit : $\eta = f(Q)$;
- Courbe de la puissance en fonction du débit : $P = f(Q)$;
- Courbe de la charge nette d'aspiration en fonction du débit : $NPSH = f(Q)$.

Ces courbes sont tirées à partir du logiciel des pompes et représentées dans les figures suivantes :

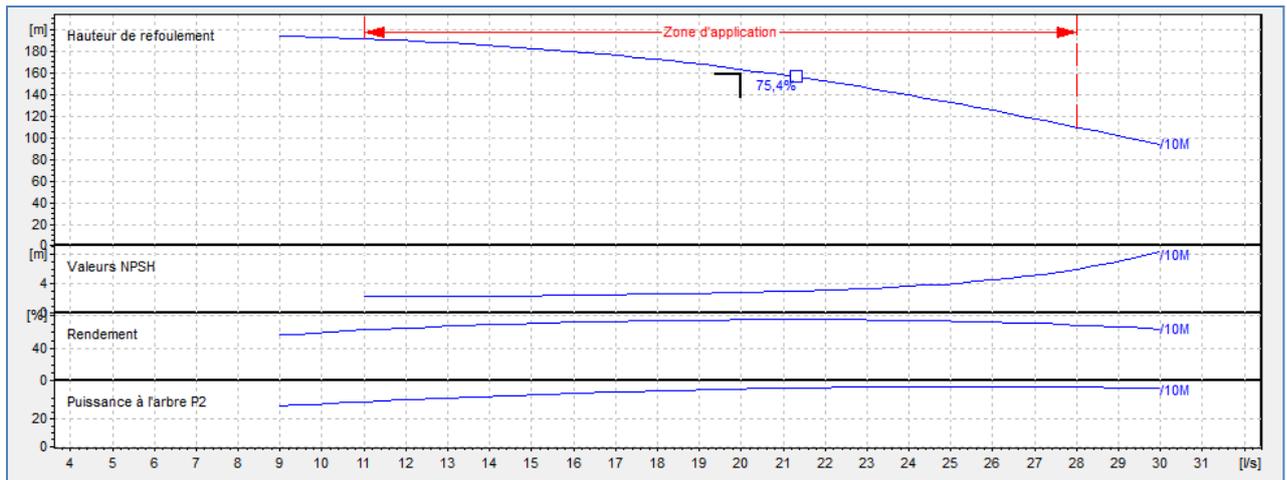


Figure V. 3 : Courbes caractéristiques de la pompe pour le forage M11.

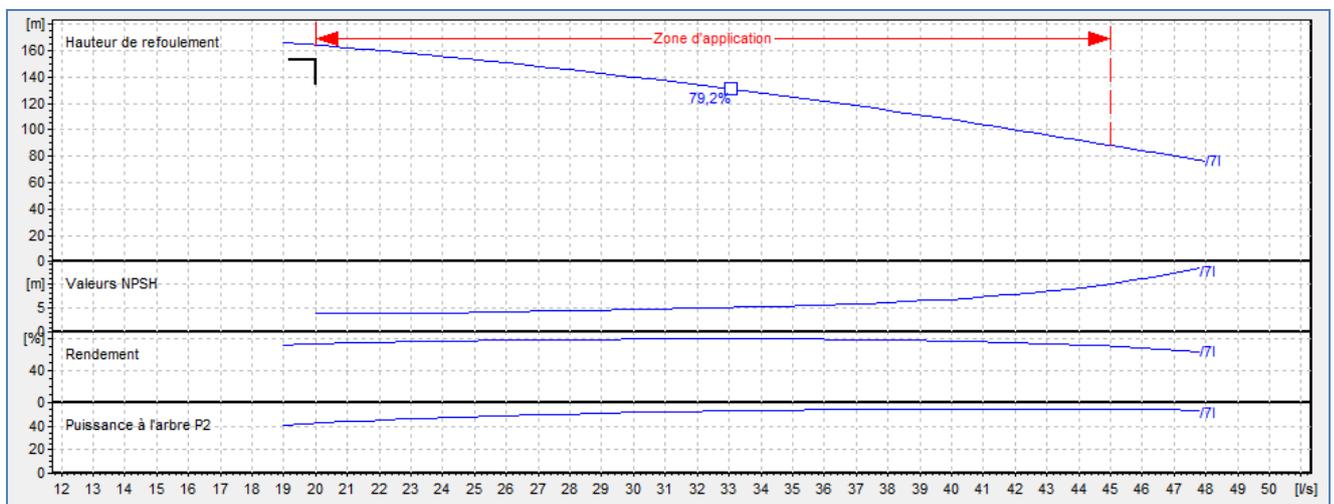


Figure V. 4 : Courbes caractéristiques de la pompe pour le forage M2bis.



Figure V. 5 : Courbes caractéristiques de la pompe pour le forage M12.

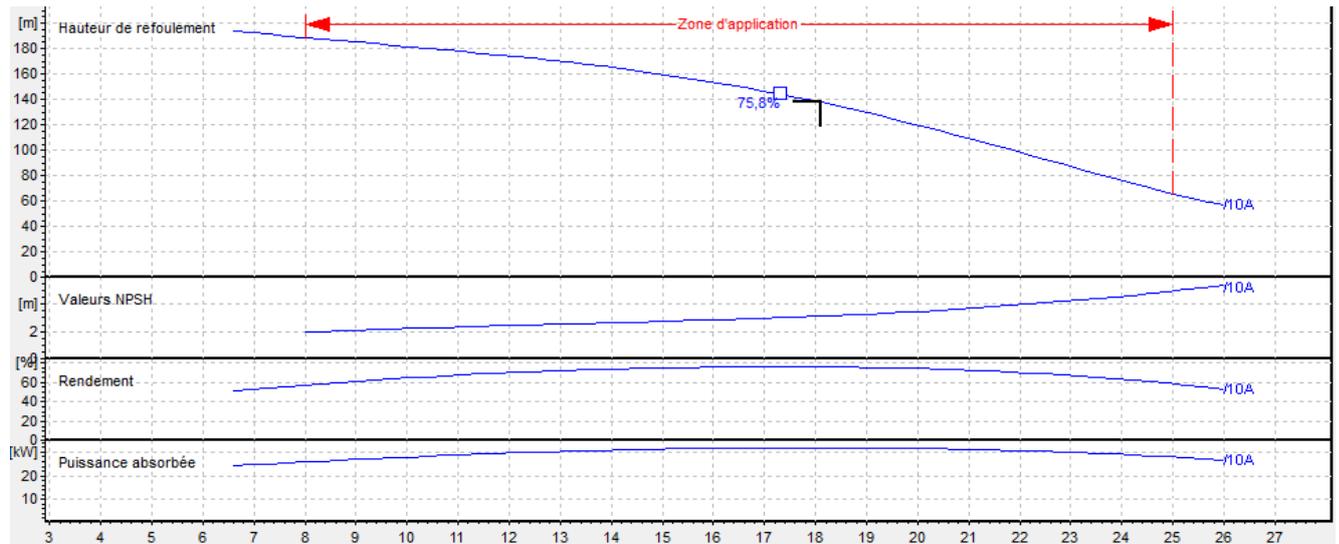


Figure V. 6 : Courbes caractéristiques de la pompe pour le forage M1bis.

V.6. Dimensionnement de la station de pompage

V.6.1. Refoulement SP - Réservoir tampon

Le tableau suivant englobe le type, le nombre et les caractéristiques de chaque pompe choisie:

Tableau V. 9 : Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre

Nombre de pompes	Q (m ³ /h)	HMT (m)	η (%)	Nombre de tours (tr/min)	Pabs (KW)	(NPSH) _r (m)
1	271	81.4	74.1	2900	80.4	3.70
2	132	81.3	75.1	2900	38.5	4.31
3	86.87	81.2	75.2	2900	25.36	3.61
4	67.25	81.4	67.9	2900	22.2	5.36
5	52.20	81.3	70.8	2900	16.32	3.50

D'après le tableau précédent on déduit que la variante qui convient le plus à notre cas est celle de trois (03) pompes avec une pompe de secours, car elle est la meilleure du point de vue: rendement, puissance absorbée et nombre de pompes.

On opte pour un nombre de pompe de trois y compris une pompe de secours. Ces quatre (04) pompes sont identiques .

Les caractéristiques de la variante choisie sont regroupées dans le tableau suivant :

Tableau V. 10 : Les caractéristiques du groupe électropompe choisi

Q (m ³ /h)	HMT (m)	η (%)	Nombre de tours (tr/min)	Pabs (KW)	(NPSH) _r (m)
271	81.4	75.2	2900	76.10	3.61

V.6.2. Courbe caractéristique de la pompe

Pour une pompe ayant une vitesse de rotation et un diamètre de la roue donnés, on distingue les courbes caractéristiques suivantes :

$$H = f(Q) ; P = f(Q) ; \eta = f(Q) ; (NPSH)_r = f(Q).$$

Les courbes caractéristiques de la pompe de la station SP seront établies à base de la courbe individuelle.

Les différentes courbes caractéristiques sont représentées sur la figure V.5 :

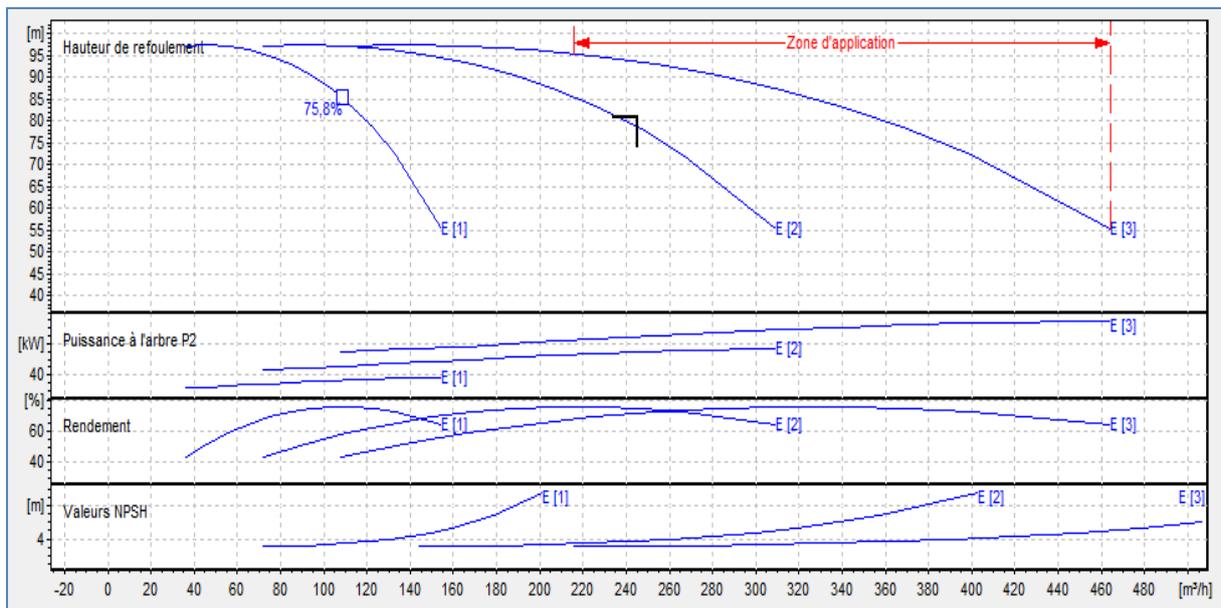


Figure V. 7 : Courbes caractéristiques des pompes de la station de pompage..

V.7. Encombrement des pompes choisies

- L'encombrement de la pompe du forage M11 est représenté la figure V.6 :

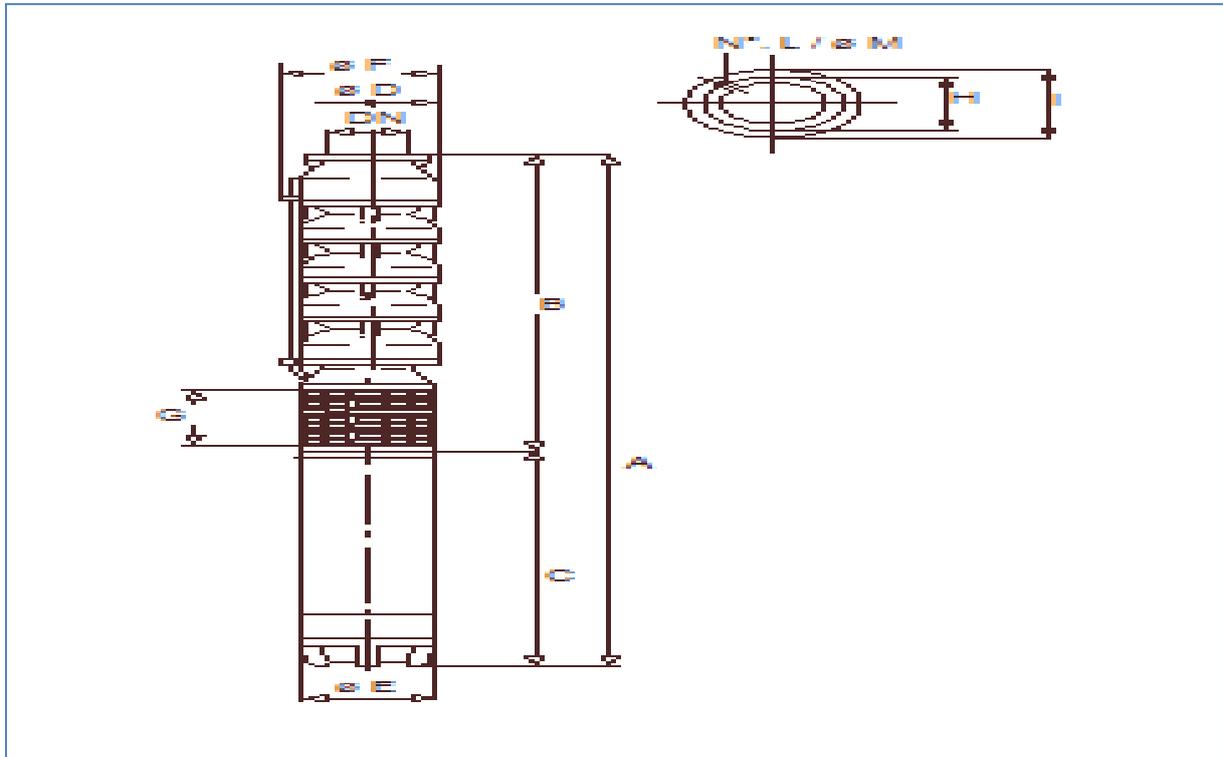


Figure V. 8 : Encombrement de la pompe du forage M11

Tableau V. 11 : Dimensions de la pompe du forage M11.

Dimensions (mm)		
A= 2967	E= 191	I= 166
B= 1740	F= 195	L= 6
C= 1227	G= 160	M= 11.5
DN= 100	H= 145	N= 120

- L'encombrement de la pompe du forage M1bis est représenté dans la figure V.7 :

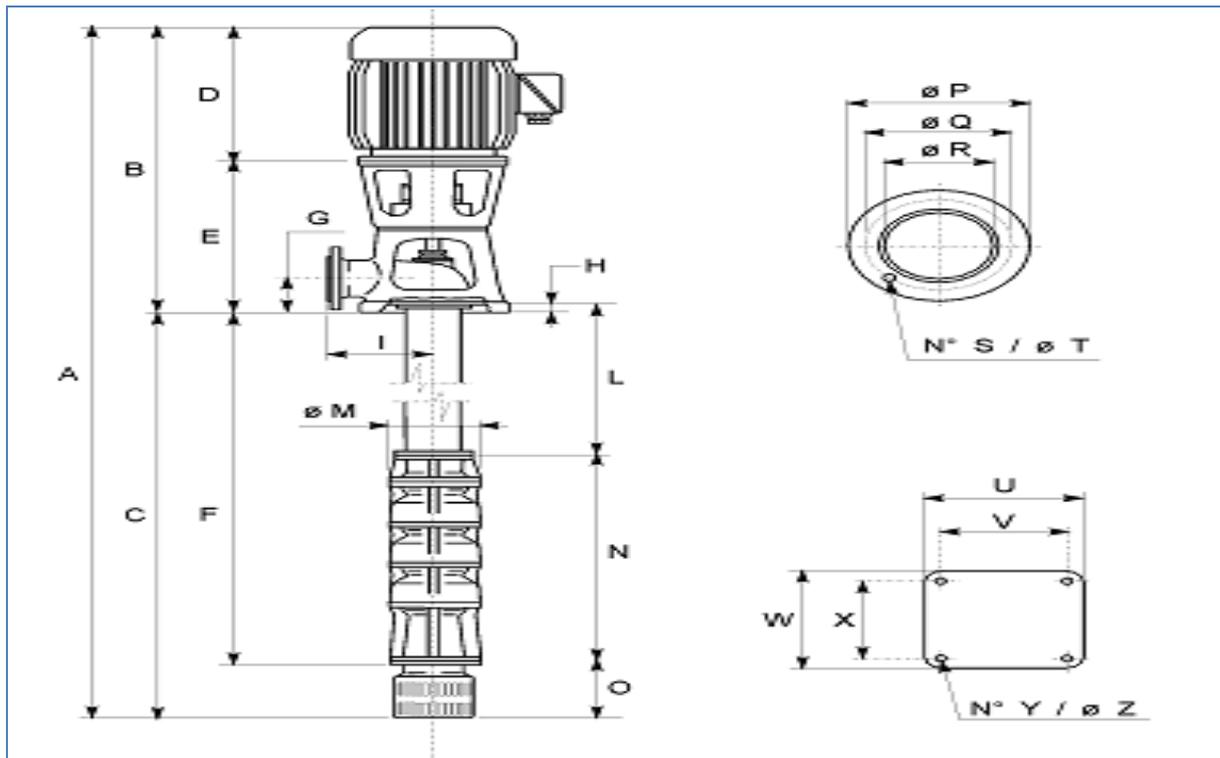


Figure V. 9 : Encombrement de la pompe du forage M1 bis.

Tableau V. 12 : Dimensions de la pompe du forage M1bis.

Dimensions (mm)		
A= 2887	E= 191	I= 166
B= 1740	F= 195	L= 6
C= 1147	G= 160	M= 11.5
DN= 100	H= 145	

- L'encombrement de la pompe du forage M12 est représenté dans la figure V.8:

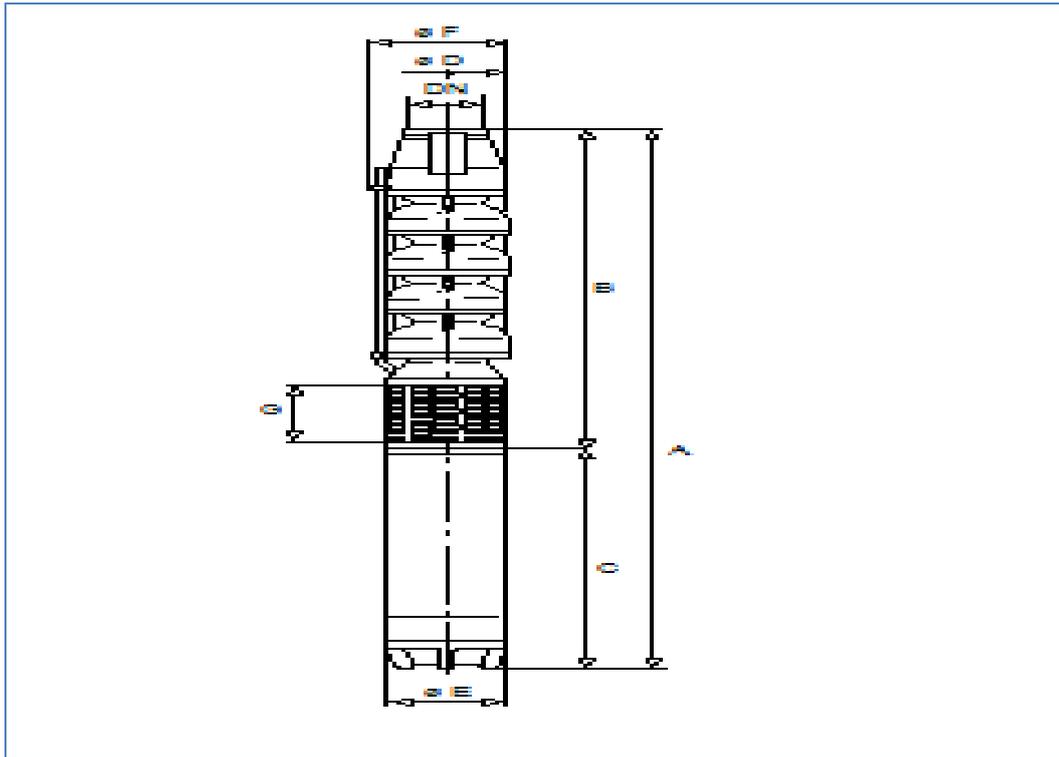


Figure V. 10 : Encombrement de la pompe du forage M12.

Tableau V. 13 : Dimensions de la pompe du forage M12.

Dimensions (mm)	
A= 2790	E= 143
B= 1647	F= 150
C= 1143	G= 124
D= 143	

- L'encombrement de la pompe du forage M2bis est représenté dans la figure V.9 :

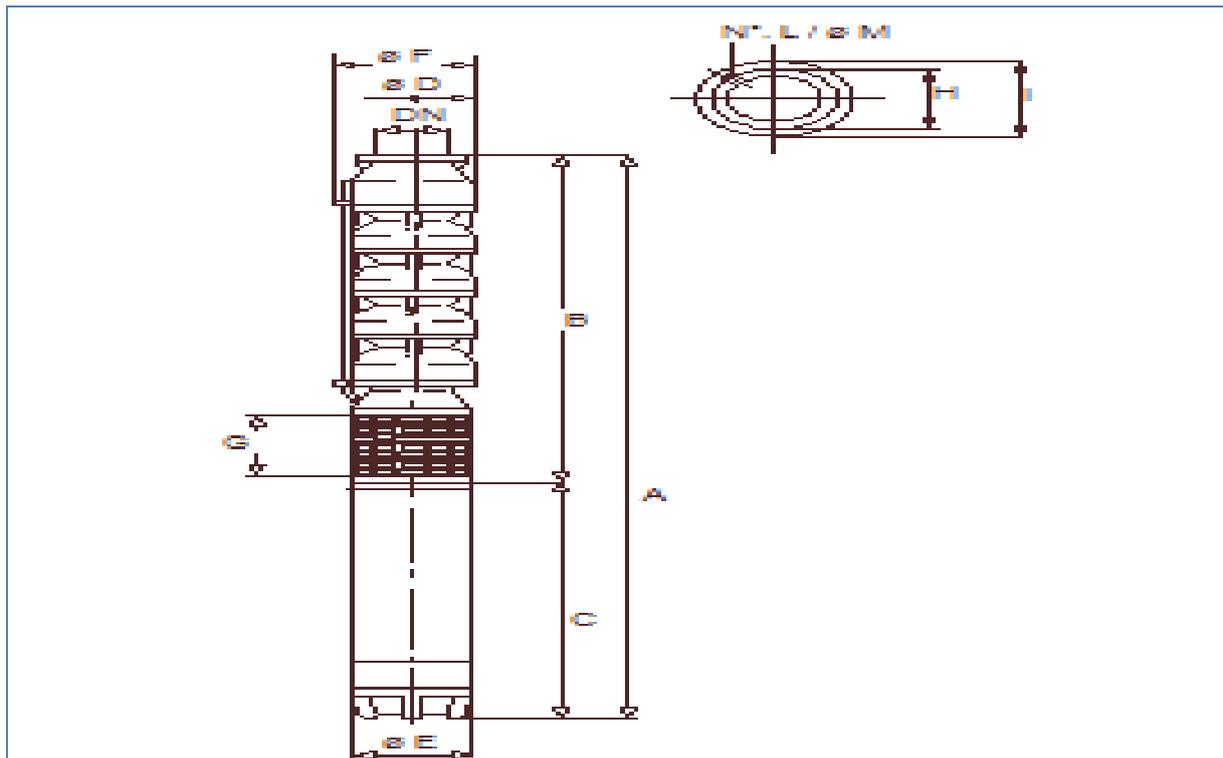


Figure V. 11 : Encombrement de la pompe du forage M12

Tableau V. 14 : Dimensions de la pompe du forage M12

Dimensions (mm)		
A= 2832	E= 191	I= 166
B= 1605	F= 195	L= 6
C= 1227	G= 160	M= 11.5
D= 188	H= 145	
DN= 100		

- L'encombrement de la pompe de la station de pompage SP est représenté dans la figure V.10 :

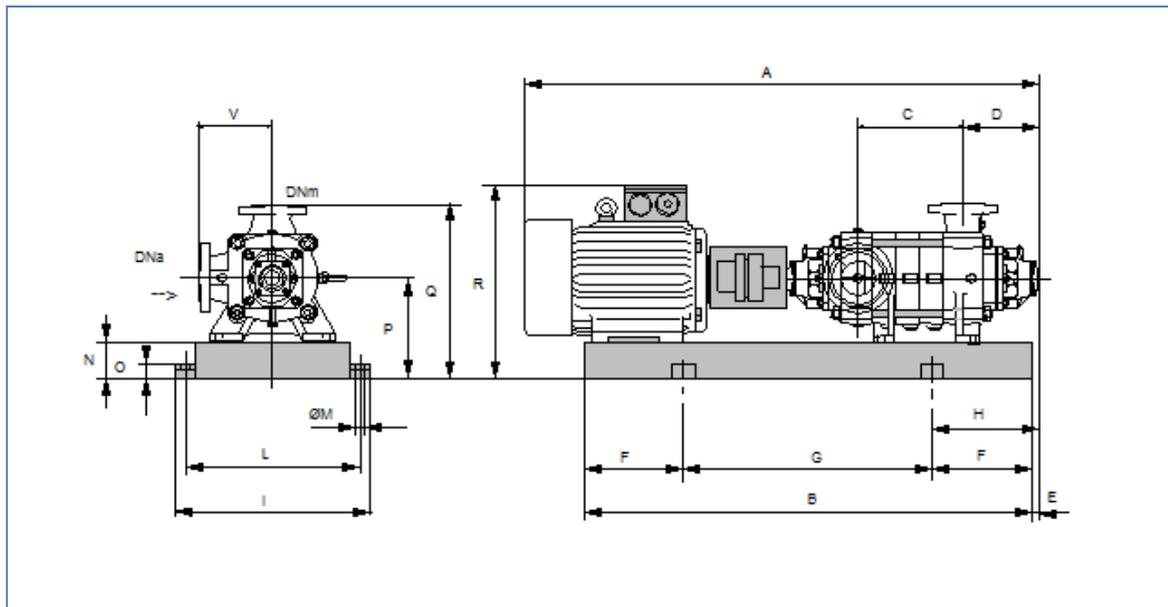


Figure V. 12 : Encombrement de la pompe de la station de pompage.

Tableau V. 15 : Dimensions de la pompe de station de pompage.

Dimensions (mm)			
A= 1516	DNm= 80	I= 600	P= 300
B= 1241	E= 195	L= 550	Q= 545
C= 170	F= 200	M= 20	R=550
D= 274	G= 841	N= 100	V=245
DNa= 100	H= 395	O= 42	

V.8. Points de fonctionnement des pompes

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

La courbe caractéristique de la pompe est donnée par le constructeur ou par les essais de pompage tandis que la courbe caractéristique de la conduite est déterminée par l'installateur de la pompe. La pompe fonctionnera dans de bonnes conditions si le point de fonctionnement se trouve dans la zone non cavitationnelle et le débit lui correspondant dans la plage de bon fonctionnement pour un rendement optimal.

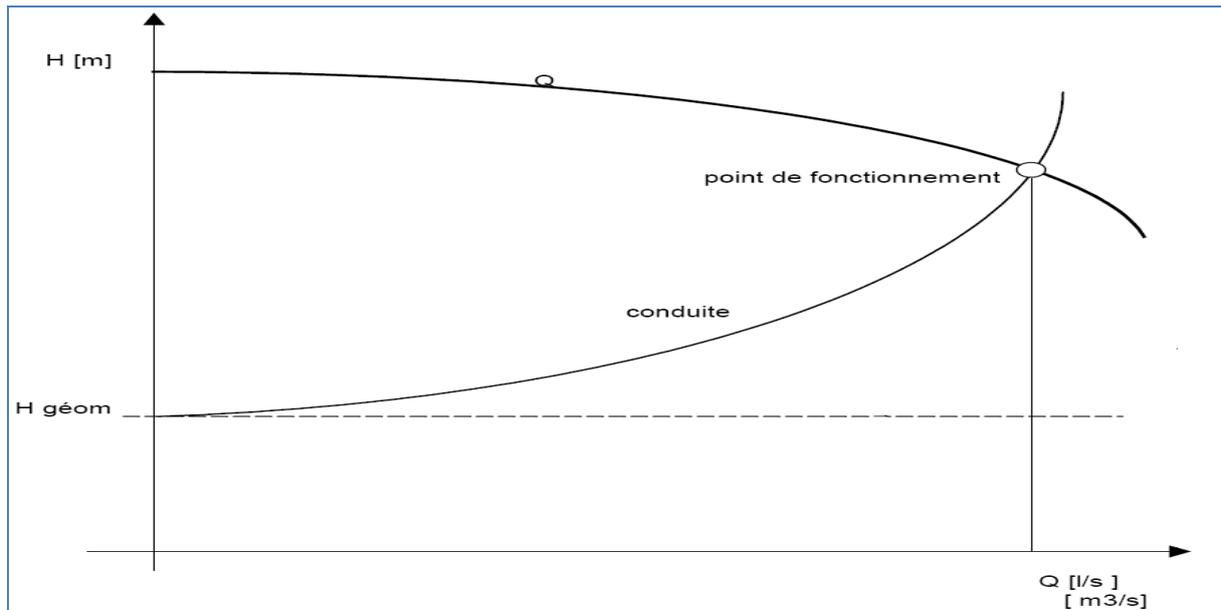


Figure V. 13 : Détermination du point de fonctionnement.

V.9. Courbes caractéristiques de la conduite

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

$$H_c = H_g + \Delta h_t \quad (V-13)$$

Avec :

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

$$\Delta h_t = 1,1 * \Delta h_p^{lin} \quad (V-14)$$

Avec :

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

$$\Delta h_p^{lin} = \frac{8 * \lambda * L_{ref} * Q^2}{\pi^2 * g * D_{ec}^{5,3}} \quad (V-15)$$

Avec :

- λ^{lin} : Coefficient de frottement qui est en fonction de la rugosité de la paroi interne de la conduite et du régime d'écoulement ;
- L_{ref} : Longueur de la conduite de refoulement (m) ;
- Q : Débit refoulé par la pompe (m^3/s) ;
- D_{ec} : Diamètre économique de la conduite de refoulement (m) ;
- g : Accélération de la pesanteur (m/s^2).

V.9.1. Refoulement M11-SP

Tableau V. 16 : Courbe caractéristique de la conduite de refoulement (M11-SP)

Q (m ³ /h)	Hg (m)	L _{ref} (m)	D _{ec} (mm)	λ (m)	Δh _{lin} (m)	Δh _t (m)	H _c (m)
0	150.92	1762.48	160	0,008	0,00	0,00	150,92
20	150.92	1762.48	160	0,008	0,33	0,37	151,29
40	150.92	1762.48	160	0,008	1,34	1,47	152,39
60	150.92	1762.48	160	0,008	3,00	3,31	154,23
80	150.92	1762.48	160	0,008	5,34	5,88	156,80
100	150.92	1762.48	160	0,008	8,35	9,18	160,10

La courbe caractéristique de la conduite de refoulement et le point de fonctionnement de la pompe sont donnés sur la figure (V-12) :

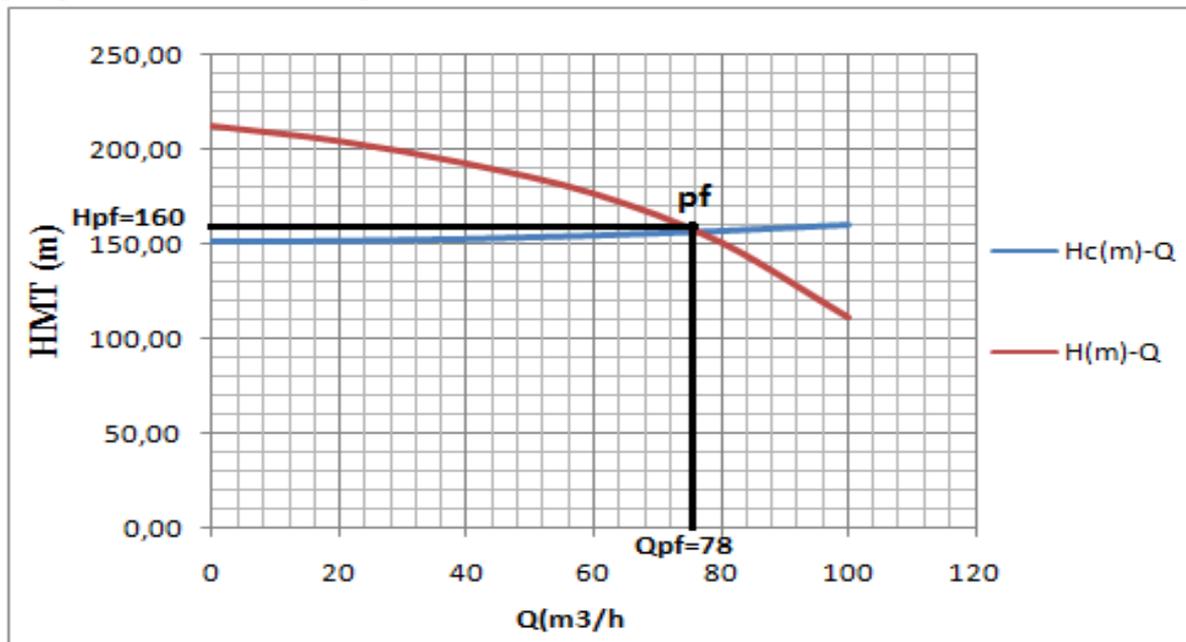


Figure V. 14 : Point de fonctionnement de la pompe du forage M11.

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

$$Q_{pf} = 78 \text{ m}^3/\text{h} > Q_{app} = 72 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$H_{PF} = 160 \text{ m} > H_{app} = 159.88 \text{ m}$$

Le débit correspondant au point de fonctionnement est supérieur au débit appelé, la hauteur manométrique correspondante au point de fonctionnement est supérieure à la hauteur manométrique appelée, une adaptation de la pompe aux conditions de fonctionnement s'impose.

V.9.2. Refoulement M1bis-SP

Tableau V. 17 : Courbe caractéristique de la conduite de refoulement (M1bis-SP)

Q (m ³ /h)	Hg (m)	L _{ref} (m)	D _{ec} (mm)	λ (m)	Δh _{lin} (m)	Δh _t (m)	H _c (m)
0	134.44	1167.39	160	0.008	0,00	0,00	134,44
20	134.44	1762.48	160	0.008	0,22	0,24	134,68
40	134.44	1762.48	160	0.008	0,88	0,97	135,41
60	134.44	1762.48	160	0.008	1,99	2,19	136,63
80	134.44	1762.48	160	0.008	3,54	3,89	138,33
100	134.44	1762.48	160	0.008	4,48	4,93	139,37

La courbe caractéristique de la conduite de refoulement et le point de fonctionnement de la pompe sont donnés sur la figure (V-13) :

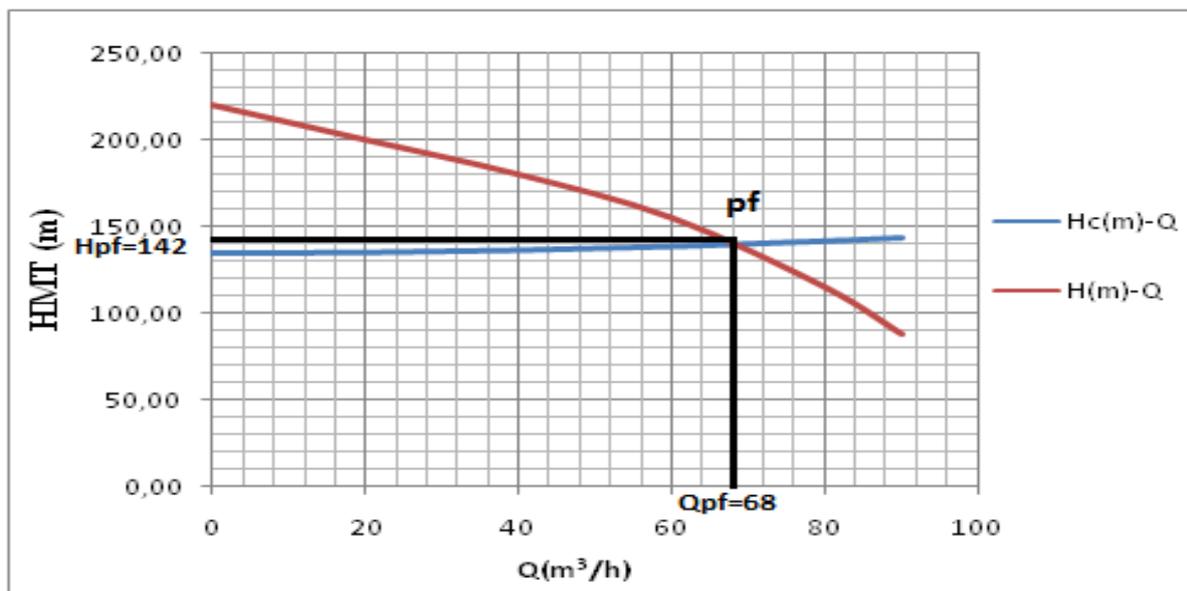


Figure V. 15 : Point de fonctionnement de la pompe du forage M1bis.

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

$$Q_{pf} = 68 \text{ m}^3/\text{h} > Q_{app} = 65.02 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$H_{PF} = 142 \text{ m} > H_{app} = 139.24 \text{ m}$$

Le débit correspondant au point de fonctionnement est supérieur au débit appelé, la hauteur manométrique correspondante au point de fonctionnement est supérieure à la hauteur manométrique appelée, une adaptation de la pompe aux conditions de fonctionnement s'impose.

V.9.3. Refoulement M12-SP

Tableau V. 18 : Courbe caractéristique de la conduite de refoulement (M12-SP)

Q (m ³ /h)	Hg (m)	L _{ref} (m)	D _{ec} (mm)	λ (m)	Δh _{lin} (m)	Δh _t (m)	H _c (m)
0	115.99	384.75	125	0.008	0,00	0,00	111,00
10	115.99	384.75	125	0.008	0,07	0,07	114,00
20	115.99	384.75	125	0.008	0,26	0,29	115,50
30	115.99	384.75	125	0.008	0,59	0,64	116,00
40	115.99	384.75	125	0.008	1,04	1,14	117,13
50	115.99	384.75	125	0.008	1,63	1,79	117,78

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

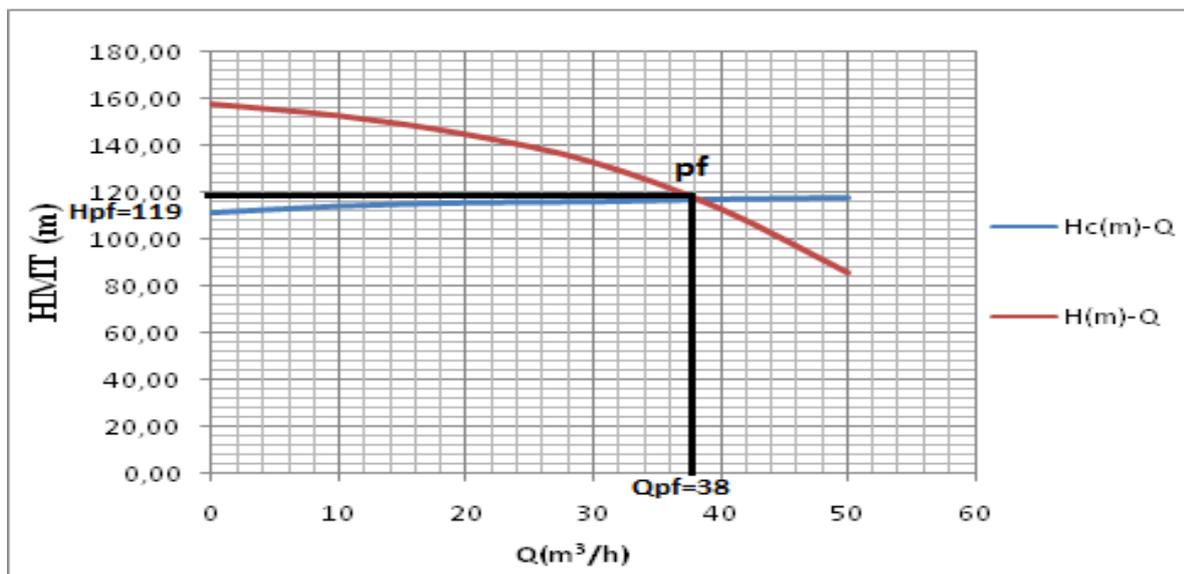


Figure V. 16 : Point de fonctionnement de la pompe du forage M12.

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

$$Q_{pf} = 38 \text{ m}^3/\text{h} > Q_{app} = 36 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$H_{PF} = 119 \text{ m} > H_{app} = 115.99 \text{ m}$$

Le débit correspondant au point de fonctionnement est supérieur au débit appelé, la hauteur manométrique correspondante au point de fonctionnement est supérieure à la hauteur manométrique appelée, une adaptation de la pompe aux conditions de fonctionnement s'impose.

V.9.4. Refoulement M2bis-SP

Tableau V. 19 : Courbe caractéristique de la conduite de refoulement (M2bis-SP)

Q (m ³ /h)	Hg (m)	L _{ref} (m)	D _{ec} (mm)	λ (m)	Δh _{lin} (m)	Δh _t (m)	H _c (m)
0	148.49	1562.14	200	0.007	0,00	0,00	147,00
20	148.49	1562.14	200	0.007	0,09	0,10	148,00
40	148.49	1562.14	200	0.007	0,36	0,40	149,00
60	148.49	1562.14	200	0.007	0,82	0,90	150,50
80	148.49	1562.14	200	0.007	1,45	1,60	151,50
100	148.49	1562.14	200	0.007	2,27	2,49	153,00

La courbe caractéristique de la conduite de refoulement et le point de fonctionnement de la pompe sont donnés sur la figure (V-15) :

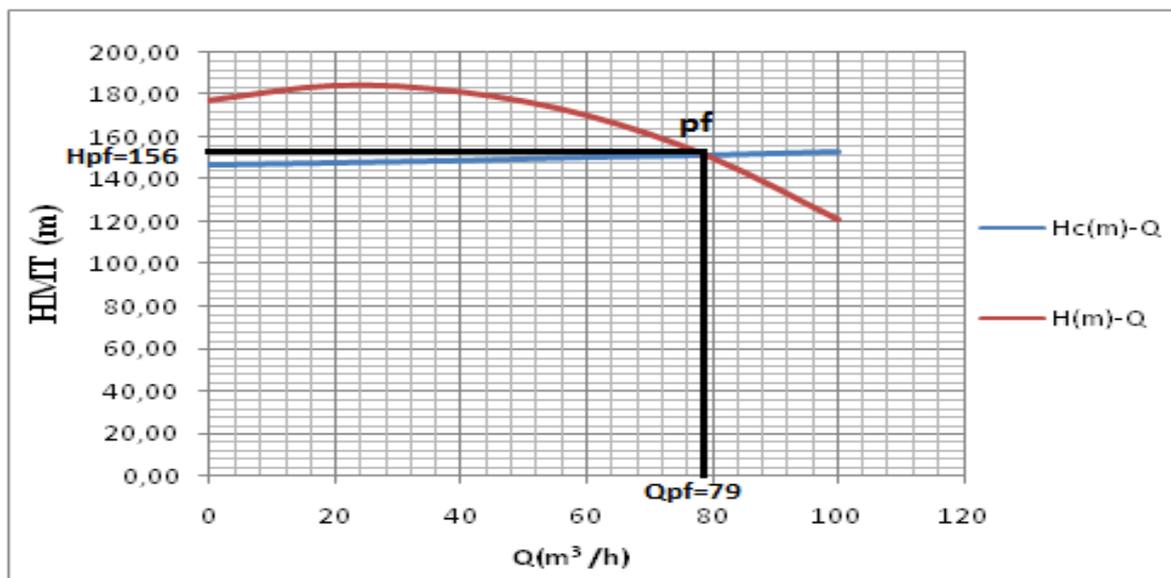


Figure V. 17 : Point de fonctionnement de la pompe du forage M2bis.

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

$$Q_{pf} = 79 \text{ m}^3/\text{h} > Q_{app} = 72 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$H_{PF} = 156 \text{ m} > H_{app} = 154.49 \text{ m}$$

Le débit correspondant au point de fonctionnement est supérieur au débit appelé, la hauteur manométrique correspondante au point de fonctionnement est supérieure à la hauteur manométrique appelée, une adaptation de la pompe aux conditions de fonctionnement s'impose.

V.9.5. Refoulement SP-Réservoir tampon

Tableau V. 20 : Courbe caractéristique de la conduite de refoulement (SP-Réservoir tampon)

Q	3Q	Hg	L _{ref}	D _{ec}	λ	Δh _{lin}	Δh _t	H _c
0	0	79.67	788.09	315	0,007	0,00	0,00	79,67
20	60	79.67	788.09	315	0,007	0,04	0,04	79,71
40	120	79.67	788.09	315	0,007	0,16	0,18	80,50
60	180	79.67	788.09	315	0,007	0,36	0,40	81,79
80	240	79.67	788.09	315	0,007	0,65	0,71	82,66
100	360	79.67	788.09	315	0,007	1,45	1,60	85,15

La courbe caractéristique de la conduite de refoulement et le point de fonctionnement des pompes sont donnés sur la figure (V-16) :

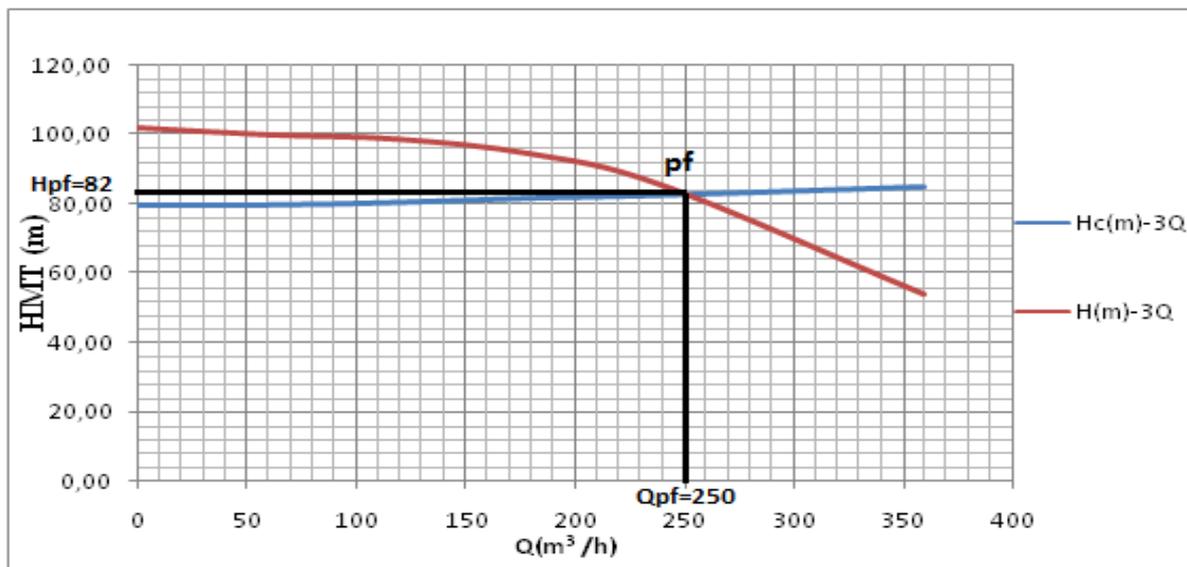


Figure V. 18 : Point de fonctionnement des pompes de la SP

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

$$Q_{pf} = 250 \text{ m}^3/\text{h} > Q_{app} = 245.16 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$H_{PF} = 82 \text{ m} > H_{app} = 81.09 \text{ m}$$

Le débit correspondant au point de fonctionnement est supérieur au débit appelé, la hauteur manométrique correspondante au point de fonctionnement est supérieure à la hauteur manométrique appelée, une adaptation de la pompe aux conditions de fonctionnement s'impose.

V.10. Adaptation des pompes aux conditions de fonctionnement données

Le débit et la charge fournis par une installation de pompage ne sont pas toujours les mêmes que ceux demandés, et pour corriger l'écart qui existe entre la demande et les caractéristiques disponibles on doit procéder par deux modes de réglage.

V.10.1. Débit disponible (point de fonctionnement) > Débit appelé

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

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

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

$$\eta_{ap,van}^{inst} = \eta_{av,van}^{inst} * \frac{H_{app}}{H_{app}+h_v} \quad (V-16)$$

Avec :

- $\eta_{ap,van}^{inst}$: Rendement de l'installation après vannage ;
- $\eta_{av,van}^{inst}$: Rendement de l'installation avant vannage ;
- H_{app} : Hauteur manométrique appelée ;
- h_v : Différence entre la hauteur H'_c et la hauteur appelée.

$$h_v = H'_c - H_{app} \quad (V-17)$$

- H'_c : Hauteur correspondant à la projection du débit appelé sur la courbe caractéristique de la pompe $H=f(Q)$.
- **Rognage** : C'est la diminution du diamètre extérieur de la roue de la pompe de telle façon à refouler le débit appelé.

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

$$H = \frac{H_{app}}{Q_{app}} * Q \quad (V-18)$$

- Q_{app} : débit demandé ou débit appelé ;
- H_{app} : hauteur manométrique totale appelé (m).

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

$$d = D * \sqrt{\frac{Q_{app}}{Q_{M1}}} \quad (\text{V - 19})$$

- Q_{M1} : débit correspondant au point d'intersection entre la courbe de la pompe et la droite de rognage ;
- D : diamètre extérieur de la roue avant le rognage;
- d : diamètre extérieur de la roue après le rognage (mm).

Rendement de rognage :

$$R = (1-m) * 100 \quad (\text{V - 20})$$

- R : rendement de rognage (%) ;
- m : coefficient de rognage ;

$$m = \sqrt{\frac{Q_{app}}{Q_{M1}}} \quad (\text{V - 21})$$

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

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

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

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

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

$$t' = \frac{Q_{app}}{Q_{pf}} * t \quad (\text{V - 22})$$

Avec :

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

- **Changement du type de la pompe :** dans le cas où c'est possible.

V.10.2. Débit disponible < Débit appelé

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

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

Remarque :

On étudie les différents modes de réglage possibles pour opter au mode occasionnant la chute de rendement la plus faible et la puissance absorbée la plus faible.

Dans notre cas, les modes de réglage à étudier sont :

- Le vannage.
- Diminution de temps de pompage.
- Le rognage.

V.11. Application des modes de réglage

V.11.1. Refoulement M11-SP

- **Vannage :**

$$H'_c = 162 \text{ m} \quad (\text{Figure V.12})$$

$$h_v = 162 - 159.88 \Rightarrow h_v = 2.12 \text{ m.}$$

$$\eta_{av,van}^{inst} = 75.3\%$$

$$\eta_{ap,van}^{inst} = 75.3 * \frac{59.88}{159.88+2.12} \Rightarrow \eta_{ap,van}^{inst} = 74.31 \%$$

A partir de la formule de calcul de la puissance absorbée : $P = \frac{g*Q*HMT}{\eta}$

$$\text{Ainsi : } P = \frac{9.81*72*159.88}{0.7431*3600} \Rightarrow P = 42.21 \text{ KW}$$

- **Diminution du temps de pompage :**

Le nouveau temps de pompage sera : $t' = \frac{72}{78} * 22 \Rightarrow t' = 20h \ 18min \ 36sec.$

Le rendement correspondant au débit $Q_{Pf} = 74 \text{ m}^3/\text{h}$ est 75.3 %

A partir de la formule $P = \frac{g*Q*HMT}{\eta}$, on détermine la nouvelle puissance absorbée,

$$\text{Ainsi : } P_{abs} = \frac{9.81*72*159.88}{0.753*3600} \Rightarrow P_{abs} = 41.66 \text{ KW}$$

Tableau V. 21 : Calcul des prix d'énergie pour les différents modes de réglage

Mode de réglage	Rendement (%)	Puissance (KW)	Prix d'énergie (DA)
Par vannage	74.31	42.21	1582879.22
Par diminution de temps de pompage	75.3	41.66	1562254.17

On opte pour le réglage par diminution du temps de pompage, car ce mode nous assure le rendement le plus élevé et la puissance absorbée la plus faible.

V.11.2. Refoulement M1bis-SP

- **Vannage :**

$$H'_c = 147 \text{ m}$$

(Figure V.13)

$$h_v = 147 - 139.24 \Rightarrow h_v = 7.76 \text{ m.}$$

$$\eta_{av,van}^{inst} = 75.7\%$$

$$\eta_{ap,van}^{inst} = 75.7 * \frac{139.24}{139.24+7.76} \Rightarrow \eta_{ap,van}^{inst} = 71.70 \%$$

A partir de la formule de calcul de la puissance absorbée : $P = \frac{g*Q*HMT}{\eta}$, on détermine la nouvelle puissance absorbée :

$$\text{Ainsi : } P = \frac{9.81*65.02*139.24}{0.7170*3600} \Rightarrow P = 34.41 \text{ KW}$$

- **Diminution du temps de pompage :**

$$\text{Le nouveau temps de pompage sera : } t' = \frac{65.02}{68} * 22 \Rightarrow t' = 21h \ 2min \ 9sec.$$

Le rendement correspondant au débit $Q_{Pf} = 67 \text{ m}^3/\text{h}$ est 75.7 %

A partir de la formule $P = \frac{g*Q*HMT}{\eta}$, on détermine la nouvelle puissance absorbée :

$$\text{Ainsi : } P_{abs} = \frac{9.81*68*139.24}{0.757*3600} \Rightarrow P_{abs} = 32.60 \text{ KW}$$

Tableau V. 22 : Calcul des prix d'énergie pour les différents modes de réglage

Mode de réglage	Rendement (%)	Puissance (KW)	Prix d'énergie (DA)
Par vannage	71.7	34.41	1290378.44
Par diminution de temps de pompage	75.7	32.60	1222503.26

On opte pour le réglage par diminution du temps de pompage, car ce mode nous assure le rendement le plus élevé et la puissance absorbée la plus faible.

V.11.3. Refoulement M12-SP

- **Vannage :**

$$H'_c = 121 \text{ m} \quad (\text{Figure V.14})$$

$$h_v = 121 - 117.73 \Rightarrow h_v = 3.27 \text{ m.}$$

$$\eta_{av,van}^{inst} = 71.9 \%$$

$$\eta_{ap,van}^{inst} = 73.1 * \frac{117.73}{117.73+3.27} \Rightarrow \eta_{ap,van}^{inst} = 71.12 \%$$

A partir de la formule de calcul de la puissance absorbée : $P = \frac{g*Q*HMT}{\eta}$, On détermine la nouvelle puissance absorbée :

$$\text{Ainsi : } P = \frac{9.81*36*117.73}{0.7112*3600} \Rightarrow P = 16.24 \text{ KW}$$

- **Diminution du temps de pompage :**

$$\text{Le nouveau temps de pompage sera : } t' = \frac{36}{38} * 22 \Rightarrow t' = 20h \ 50min \ 24sec.$$

Le rendement correspondant au débit $Q_{Pr} = 38 \text{ m}^3/\text{h}$ est 73.1 %

A partir de la formule : $P = \frac{g*Q*HMT}{\eta}$, On détermine la nouvelle puissance absorbée :

$$\text{Ainsi : } P_{abs} = \frac{9.81*36*117.73}{0.731*3600} \Rightarrow P_{abs} = 15.80 \text{ KW}$$

Tableau V. 23 : Calcul des prix d'énergie pour les différents modes de réglage

Mode de réglage	Rendement (%)	Puissance (KW)	Prix d'énergie (DA)
Par vannage	71.12	16.24	609001.62
Par diminution de temps de pompage	73.10	15.80	592501.58

On opte pour le réglage par diminution du temps de pompage, car ce mode nous assure le rendement le plus élevé et la puissance absorbée la plus faible.

V.11.4. Refoulement M2bis-SP

- **Vannage :**

$$H'_c = 157 \text{ m} \quad (\text{Figure V.15})$$

$$h_v = 157 - 154.16 \Rightarrow h_v = 2.84 \text{ m.}$$

$$\eta_{av,van}^{inst} = 75.7 \%$$

$$\eta_{ap,van}^{inst} = 75.7 * \frac{145.16}{154.16+2.84} \Rightarrow \eta_{ap,van}^{inst} = 74.33 \%$$

- A partir de la formule de calcul de la puissance absorbée : $P = \frac{g*Q*HMT}{\eta}$, on détermine la nouvelle puissance absorbée :
- Ainsi : $P = \frac{9.81*72*154.16}{0.7433*3600} \Rightarrow P = 40.69 \text{ KW}$
- **Diminution du temps de pompage**

Le nouveau temps de pompage sera : $t' = \frac{72}{79} * 22 \Rightarrow t' = 20h \ 3min \ 3sec.$

Le rendement correspondant au débit $Q_{Pf} = 79 \text{ m}^3/h$ est 75.7 %

A partir de la formule $P = \frac{g*Q*HMT}{\eta}$, on détermine la nouvelle puissance absorbée :

$$\text{Ainsi : } P_{\text{abs}} = \frac{9.81*72*154.16}{0.757*3600} \Rightarrow P_{\text{abs}} = 39.96 \text{ KW}$$

Tableau V. 24 : Calcul des prix d'énergie pour les différents modes de réglage

Mode de réglage	Rendement (%)	Puissance (KW)	Prix d'énergie (DA)
Par vannage	74.33	40.69	1525879.07
Par diminution de temps de pompage	75.70	39.96	1488378.97

V.11.5. Refoulement SP- Réservoir tampon

- **Vannage :**

$$H'_c = 154 \text{ m}$$

(Figure V.16)

$$h_v = 154 - 154.16 \Rightarrow h_v = 3.99 \text{ m.}$$

$$\eta_{\text{av,van}}^{\text{inst}} = 75.2\%$$

$$\eta_{\text{ap,van}}^{\text{inst}} = 75.2 * \frac{81.09}{81.09+3.99} \Rightarrow \eta_{\text{ap,van}}^{\text{inst}} = 71.74 \%$$

A partir de la formule de calcul de la puissance absorbée : $P = \frac{g*Q*HMT}{\eta}$

On détermine la nouvelle puissance absorbée, sachant que :

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

Avec :

n : Nombre de pompes en parallèle ;

$$Q = \frac{245.16}{3} \Rightarrow Q = 81.72 \text{ m}^3/h$$

$$\text{Ainsi : } P = \frac{9.81*81.72*81.09}{0.7174*3600} \Rightarrow P = 25.17 \text{ KW}$$

- **Diminution du temps de pompage :**

Le nouveau temps de pompage sera : $t' = \frac{245.16}{256} * 20 \Rightarrow t' = 19h 9min.$

Le rendement correspondant au débit $Q_{Pf} = 256 \text{ m}^3/h$ est 75.2 %

A partir de la formule $P = \frac{g*Q*HMT}{\eta}$

On détermine la nouvelle puissance absorbée, sachant que : $Q = \frac{Q_{pf}}{n}$

Avec :

n : nombre de pompes en parallèle ;

$$Q = \frac{256}{3} \Rightarrow Q = 85.33 \text{ m}^3/h$$

$$\text{Ainsi : } P_{abs} = \frac{9.81*81.72*81.01}{0.752*3600} \Rightarrow P_{abs} = 25.07 \text{ KW}$$

- **Rognage :**

L'équation de la droite de rognage est telle que :

$$H = \frac{81.01}{245.16} * Q \Rightarrow H = 0,33*Q$$

Le diamètre de la roue après le rognage, sera :

$$d = 235 * \sqrt{\frac{245.16}{260}} \Rightarrow d = 228.19 \text{ mm}$$

Le coefficient de rognage est :

$$m = \sqrt{\frac{245.16}{260}} \Rightarrow m = 0.97$$

Le rendement de rognage est : $R = (1-0.97) * 100 \Rightarrow R\% = 3\% < 15\%$

\Rightarrow Le rognage est une solution efficace.

Le rendement après rognage est : 72.2 % :

$$\text{La puissance absorbée : } P_{abs} = \frac{9.81*245.16*81.09}{0.722*3600} \Rightarrow P_{abs} = 75.03 \text{ KW}$$

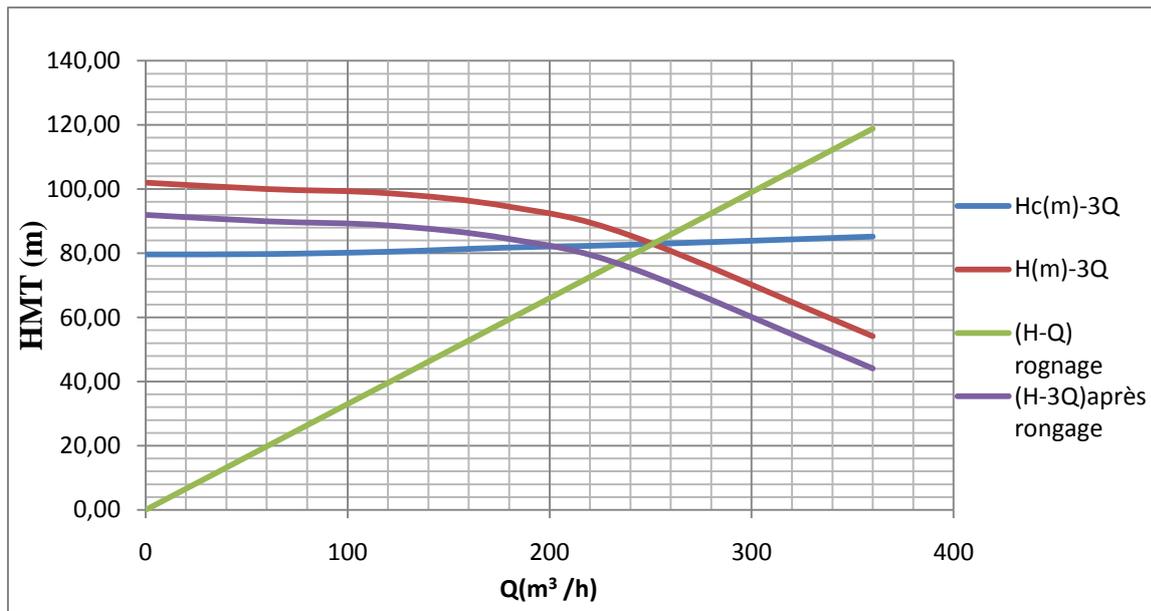


Figure V.19 : Modes de réglage de la station de pompage.

Tableau V. 25 : Calcul des prix d'énergie pour les différents modes de réglage

Mode de réglage	Rendement (%)	Puissance (KW)	Prix d'énergie (DA)
Par vannage	71.74	25.17	853979.55
Par diminution de temps de pompage	75.20	25.07	833524.95
Par rognage	72.2	75.03	2502620.31

On opte pour le réglage par diminution du temps de pompage, car ce mode nous assure le rendement le plus élevé et la puissance absorbée la plus faible.

V.12. Etude de cavitation

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

V.12.1. Les effets de la cavitation peuvent être très néfastes pour la pompe

La création de bulle de vapeur à l'aspiration s'accompagnant de leur condensation brutale dans ou en sortie de la roue, lorsque la pression remonte implosion des bulles de vapeur au niveau de la roue.

- vibrations anormales ;
- bruit anormal ;

- destruction des garnitures d'étanchéité suite aux vibrations ;
- chute du débit pompe lorsqu'il apparait le phénomène de cavitation ;
- Erosion du matériau ;
- Diminution brutale des débits et des rendements.

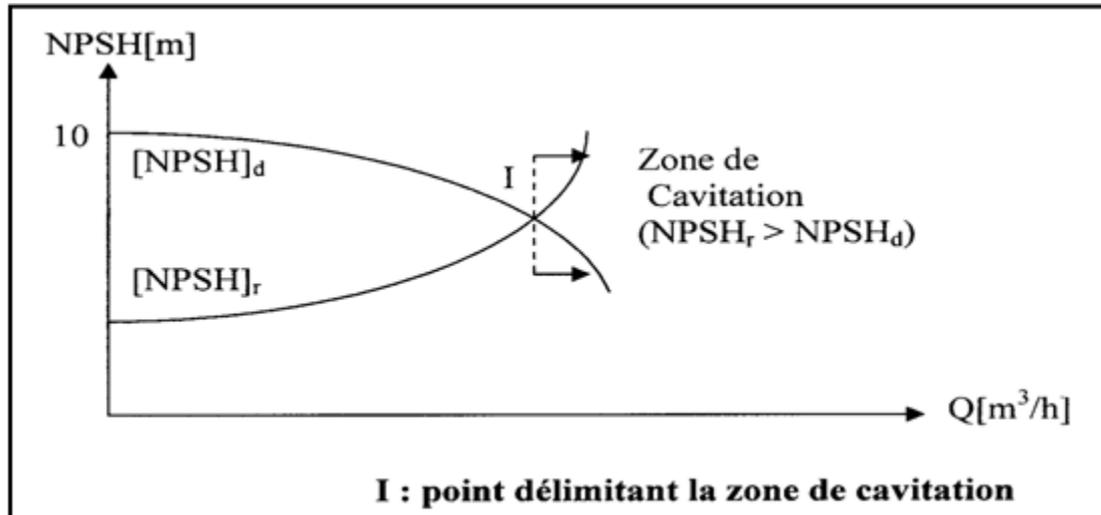


Figure V.20 : Graphe des courbes NPSH.

La cavitation peut être prévue par le calcul du NPSH disponible à l'aspiration de la pompe, et sa comparaison avec le NPSH requis par la pompe. Afin d'éviter le phénomène de cavitation, la condition suivante doit être vérifiée :

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

$(NPSH)_r$: Charge nette d'aspiration requise, elle est fournie par le constructeur ;

$(NPSH)_d$: Charge nette d'aspiration disponible, elle est fournie par l'installateur.

$$(NPSH)_d = (NPSH)_r + r$$

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

Pour notre calcul, on prend : $r = 0,3$ m.

V.12.2.Choix du nombre de collecteurs d'aspiration et leur dimensionnement

Le nombre des collecteurs d'aspirations = nombre des pompes

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.

$$D_a = (1,2-1,5) D_{Na} ;$$

D_{Na} : diamètre de la tubulure d'aspiration ;

La vitesse d'aspiration est calculée par la formule suivante :

$$V_{asp} = \frac{Q}{S} = \frac{4Q}{\pi * D_a^2} \quad (V - 23)$$

Vérification de la vitesse :

Le diamètre du collecteur d'aspiration sera comme suit :

$$D_c = \sqrt{\frac{4 \cdot Q_{app}}{\pi \cdot V_c}} \quad (\text{V - 24})$$

Avec :

V_c : Vitesse d'écoulement dans le collecteur d'aspiration (m/s) ;

On prend $V_c = 1.5$ m/s.

V.12.3. Calcul de la hauteur d'aspiration admissible

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

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

$$h_{adm}^{asp} = (NPSH)_r + r - \frac{P_{at}}{\rho \cdot g} + \frac{T_v}{\rho \cdot g} + \frac{V_a^2}{2 \cdot g} + \Delta h_{asp} \quad (\text{V - 25})$$

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

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

$$P_{at} = 10 - 0.00139 \cdot H \quad (\text{V - 26})$$

Avec :

H : Altitude de la station en (mNGA) ;

T_v : Tension de vapeur d'eau ;

Tableau V.26 : 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 17°C

Δh_{asp} : Perte de charge totale à l'aspiration.

$$\Delta h_{asp} = (10 - 15)\% \cdot \Delta h_{asp}^{lin} \quad (\text{V - 27})$$

Δh_{asp}^{lin} : Perte de charge linéaire à l'aspiration (m), elle sera estimée pour la conduite d'aspiration, en utilisant la formule suivante :

$$\Delta h_{asp}^{lin} = \frac{8 \cdot \lambda \cdot L \cdot Q^2}{\pi^2 \cdot g \cdot D^5} \quad (\text{V - 28})$$

Avec :

L : Longueur de la conduite d'aspiration, $L = 16$ m ;

D : Diamètre de la conduite d'aspiration (m), $D = 150$ mm ;

Q : Débit refoulé (m^3/s).

V.12.4. Calage de la pompe

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

Pour les installations en charge :

$$\nabla_{axe} = \nabla_{min} - h_{adm}^{asp} + r \quad (V - 29)$$

Avec :

∇_{axe} : Niveau de l'axe de la pompe (m.NGA) ;

r : Marge de sécurité, $r = (0.1 - 0.3)$ m ;

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

$$\nabla_{min} = C_p + h + h_{inc} \quad (V - 30)$$

C_p : côte du plan d'eau dans le réservoir (m.NGA) ;

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

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

Station de pompage SP

- La charge nette d'aspiration requise : $(NPSH)_r = 3.61$ m.
- La pression atmosphérique : $P_{atm} = 10.00 - 0.00139 * 823.26$
 $\Rightarrow P_{atm} = 8.85$ m
- La tension de vapeur d'eau à une température $T=20^\circ\text{C} \Rightarrow T_v = 0,24$ m.c.e
- Le diamètre de la conduite d'aspiration : $D_a > D_{Na}$
 $D_{Na} = 100$ mm (Figure V.10)
Donc : $D_a > 100 \Rightarrow D_a = 150$ mm ;
Le diamètre normalisé est égale à 176.2 mm.
- La vitesse d'aspiration :

Pour $D_a = 176.2$ mm, la vitesse sera :

$$V_{asp} = \frac{4*Q}{\pi*D_a^2} = \frac{4*81.72}{\pi*0.1762^2*3600} \Rightarrow V_{asp} = 0.99 \text{ m/s.}$$

Dans notre cas $D_a = 176.2$ mm et $V_{asp} = 0.99$ m/s, donc la vitesse d'aspiration est admissible.

$$\Delta h_{asp}^{lin} = \frac{8*\lambda*L*Q^2}{\pi^2*g*D^5} \Rightarrow \Delta h_{asp}^{lin} = 0.035 \text{ m}$$

- La perte de charge totale à l'aspiration :

$$\Delta h_{asp} = 1,15 * 0,035 = 0,04 \text{ m.}$$

- La hauteur d'aspiration admissible :

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

$$h_{adm}^{asp} = 3,61 + 0,5 - \frac{8,85}{1000 * 9,81} + \frac{0,24}{1000 * 9,81} + \frac{0,99^2}{2 * 9,81} + 0,04$$

$$\Rightarrow h_{adm}^{asp} = 4,439 \text{ m.}$$

- Le niveau minimum du plan d'eau d'aspiration:

$$\nabla_{min} = 826,82 + 3,64 \Rightarrow \nabla_{min} = 830,46 \text{ m}$$

- La côte de l'axe de la pompe :

$$\Rightarrow \nabla_{axe} = 823,02 \text{ m}$$

Donc la pompe doit être calée à une côte de 823.02 m pour éviter la cavitation.

Pour éviter toutes risques de cavitation il faut

$(NPSH)_d > (NPSH)_r$

$$(NPSH)_d = \frac{P_{atm}}{\rho * g} - \frac{P_v}{\rho * g} - \left(-h_a + \frac{V_a^2}{2 * g} + \Delta h_{asp} \right)$$

$$(NPSH)_d = 4,35 \text{ m.}$$

Notre pompe est loin de risque de cavitation

V.13. Choix du moteur électrique

Il existe plusieurs critères liés au choix du moteur.

V.13.1. Critères de choix du moteur électrique

Les critères de choix du moteur électrique sont :

- Puissance absorbée minimale ;
- Position de l'arbre de transmission horizontale ou verticale ;
- Tension d'alimentation en fonction de la puissance du moteur et de l'investissement.

V.13.2. Station de pompage SP

- **Vitesse de rotation du moteur :**

La vitesse de rotation du moteur est donnée comme suit :

$$N_m = N_p \pm 200 ;$$

Avec:

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

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

$$N_m = 2900 \pm 200 \text{ tr/mn}$$

- **Puissance fournie par le moteur:**

La puissance qui devra être fournie par le moteur en (Watt) est calculée par la formule suivante :

$$P_m = \frac{\varpi * Q_{app} * HMT * K}{\eta_p * \eta_{acc} * \eta_m} \quad (V - 31)$$

Avec :

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

Q_{app} : débit refoulé par une seule pompe ;

HMT: hauteur manométrique totale minimum (m.c.e);

η_p : rendement de la pompe ; $\eta_p = 75.2\%$

η_{acc} : rendement d'accouplement, $\eta_{acc} = 93 \%$;

η_m : rendement du moteur, $\eta_m = (92 - 95) \%$,

On prend : $\eta_m = 93\%$.

K : coefficient correcteur, il est en fonction de la puissance de la pompe ;

Tableau V. 267 : Coefficient de correction en fonction de la puissance

P (KW)	1 – 2	2 – 10	10 – 50	50 – 100	100 – 200	>200
K	2	2 – 1.3	1.3 – 1.2	1.2 – 1.1	1.1 – 1.05	1.05

$$P_m = \frac{9810 * 0.0681 * 81.09 * 1.14}{0.752 * 0.93 * 0.93} = 94,59 \text{ Kw.}$$

V.13.3.Caractéristiques des pompes choisies

Refoulement M11-SP :

Pour la présente étude les caractéristiques du moteur de la pompe sont comme suit :

- Fréquence 50HZ
- Tension nominale 400V
- Vitesse nominale 2900 tr/min
- Nombre de pôles 2
- Puissance nominale P2 45 Kw
- Type de moteur 3~
- Courant nominal 88.5 A
- Classe d'isolation Y
- Degré de protection IP 68

Refoulement M1bis-SP :

Pour la présente étude les caractéristiques du moteur de sont comme suit :

- Fréquence 50HZ
- Tension nominale 400V
- Vitesse nominale 2900 tr/min
- Nombre de pôles 2
- Puissance nominale P2 37 Kw
- Type de moteur 3~
- Courant nominal 74A
- Classe d'isolation Y
- Degré de protection IP 68

Refoulement M12-SP :

Pour la présente étude les caractéristiques du moteur comme suit :

- Fréquence 50HZ
- Tension nominale 400V
- Vitesse nominale 2900 tr/min
- Nombre de pôles 2
- Puissance nominale P2 22 Kw
- Type de moteur 3~
- Courant nominal -A
- Classe d'isolation Y
- Degré de protection IP 68

Refoulement M2bisSP :

Pour la présente étude les caractéristiques du moteur comme suit :

- Fréquence 50HZ
- Tension nominale 400V
- Vitesse nominale 2900 tr/min
- Nombre de pôles 2
- Puissance nominale P2 45 Kw
- Type de moteur 3~
- Courant nominal 88.5 A
- Classe d'isolation Y
- Degré de protection IP 68

Refolement SP-Réservoir tampon :

Pour la présente étude les caractéristiques du moteur sont comme suit :

- Fréquence 50HZ
- Tension nominale 400V
- Vitesse nominale 1450 tr/min
- Nombre de pôles 2
- Puissance nominale P2 30 Kw
- Type de moteur 3~
- Courant nominal -A
- Classe d'isolation F
- Degré de protection IP 55

V.14. Choix du bâtiment

Pour le choix du type du bâtiment, il faut tenir compte des critères suivants : [3]

- Schéma d'assemblage ;
- Schéma de raccordement ;
- Conditions naturelles
- Disponibilité des matériaux de construction ;
- Variation du plan d'eau d'aspiration ;
- Type d'installation ;
- Type du groupe électropompe ;
- Le débit et la hauteur manométrique totale.

Dans notre station de pompage, on a opté pour un bâtiment de type surface car c'est le plus économique et le plus facile à réaliser.

V.15.1. Dimensionnement du bâtiment de station pompage**Station de pompage SP1**

- **Hauteur du bâtiment :**

Elle est calculée par la formule :

$$H_b = H_5 + H_6 + H_7 + H_8 + H_9 \quad (V-32)$$

Avec :

$$H_5 = H_p + H_s + H_r \quad (V-33)$$

H_p : hauteur de la pompe,

A.N : $H_p = 0.450$ m

H_s : hauteur du socle = (0.3 – 0.5) m, H_s=0.3m

H_r : hauteur de réservée H_r = 0.5m ;

A.N : H₅ = 0.450 + 0.3 + 0.5 ⇒ H₅ = 1.25 m

H₆ : hauteur réservée à l'homme, H₆ = 2.2 m ;

H₇ : hauteur du chariot, H₇ = 0.3m ;

H₈ : hauteur profilée, H₈ = 0,8 m ;

H₉ : hauteur de sécurité, H₉ = 0,5m ;

A.N : H_b = 1.25 + 2.2 + 0.3 + 0.8 + 0.5 ⇒ H_b = 5.05 m.

Les hauteurs du bâtiment sont normalisées (cas pont roulant) étant normalisées comme suit :

(8.4 - 9.6 - 12.6 - 14) m ;

Donc on prend comme hauteur du bâtiment H_b=8.4 m.

- **Longueur du bâtiment :**

Elle est donnée en fonction des paramètres suivants :

$$L_b = n \times L + L_{int}(n-1) + L_{pf} + L_1 + L_3 + L_4 \quad (V-34)$$

n: nombre de pompes, n = 4 (tenant compte de la pompe de secours) ;

L : Longueur de la pompe et celle du moteur,

A.N : L = 1.516m.

L = 4 × 1.516 ⇒ L = 6.064m.

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

On prend : L_{int} = 1.5 m.

L_{pf} : Longueur de la plate forme de montage, L_{pf} = 2.5 m ;

L₁ : Distance entre le mur et le premier organe de la pompe, L₁ = 0.5m ;

L₃ : Longueur des accessoires d'aspiration,

L₄ : Longueur des accessoires de refoulement,

$$L_3 + L_4 = L_{tr} + L_{tasp} + L_c + L_{div} \quad (V-35)$$

Avec :

L_{tr} : longueur de la tubulure de refoulement, L_{tr} = 2 × Dr

A.N : L_{tr} = 2×300 ⇒ L_{tr} = 0.6 m ;

L_{tasp} : Longueur de tubulure d'aspiration, L_{tasp} = 2 × Da

A.N : L_{tasp} = 2×200 ⇒ L_{tasp} = 0.4m ;

L_c : Longueur du convergent, L_c = (3.5 - 4) * (Da - da) = 3.5 × 100 = 0.35 m.

L_{div} : Longueur du divergent, L_{div} = (3.5 - 4) * (Dr - dr) = 3.5 × 220 = 0.77 m.

A.N: L₃ + L₄ = 2.12 m .

L_b = n × L + L_{int}(n-1) + L_{pf} + L₁ + L₃ + L₄

A.N : L_b = 6.064 + 4.5 + 2.5 + 0.5 + 2.12 ⇒ L_b = 15.68 m.

La station de pompage aura une longueur de 16 m.

- **Largeur du bâtiment :**

Elle est donnée par la relation :

$$l_b = L_1 + L_2 + L_B + L_r + L_p \quad (V-36)$$

L₁ : distance entre le mur et le premier organe de la pompe, L₁ = 1.5 m.

L_2 = Distance entre le mur et le dernière organe de la pompe, $L_2 = 1.2\text{m}$.

L_r : Longueur de l'armoire électrique, $L_r = (2 - 3) \text{ m}$; on prend : $L_r = 2\text{m}$.

L_b : Longueur du bureau du personnel, On prend : $L_b = 3 \text{ m}$;

L_p : Largeur de la pompe et le moteur ; on prend : $L_p = 0.87\text{m}$;

A.N: $l_b = 8.57\text{m}$.

La station de pompage aura une largeur de 9 m.

- **Dimensions des portes :**

Porte principale : 3×3 .

Porte du personnel : 2.5×1.6 .

- **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.

$$\Sigma SF = 0,15 \times 16 \times 9 \quad \Rightarrow \quad \Sigma SF = 21.6 \text{ m}^2.$$

Le nombre de fenêtres sera :

$$n = \frac{\Sigma S_f}{S_f} \quad (\text{V -37})$$

n : Nombre de fenêtres ;

S_f : Surface d'une seule fenêtre ; $S_f = (1.2 \times 2.2)$;

$$\text{A.N : } n = \frac{21.6}{1.2 \times 2.2} \quad \Rightarrow \quad n = 9 \text{ fenêtres.}$$

Tableau V.28 : Les dimensions du bâtiment de la station de pompage

Longueur (m)	Largeur (m)	Hauteur (m)	Épaisseur des murs (m)	Fenêtres (m)	Portes (m)	
					Principale	Secondaire
16	9	8.4	40	1.2×2.2	3×3	2.5×1.6

Conclusion

Notre choix de pompes s'est porté sur des pompes centrifuges à axe horizontal pour la station de pompage et des pompes immergées pour les forages. Ces pompes seront entraînées par des moteurs électriques asynchrones triphasés, le bon calage des pompes est nécessaire afin d'assurer leur bon fonctionnements et éviter les effets néfastes de la cavitation.

Chapitre VI : Protection contre le coup de bélier

Introduction

Lors de la conception d'un réseau, les risques éventuels de coups de bélier doivent être étudiés et quantifiés, afin de mettre en œuvre les protections qui s'imposent, notamment dans le cas de canalisation.

VI.1. Définition [1]

Le coup de bélier étant un cas particulier du régime transitoire, est un phénomène oscillatoire qui se manifeste dans les conduites en charge à écoulement gravitaire ou en refoulement.

On entend aussi sous le terme « coup de bélier » un écoulement non permanent du liquide accompagné des variations pratiquement sensibles de la pression qui peuvent devenir dangereuses pour la tuyauterie. Ces variations résultent d'une perturbation des conditions permanentes d'écoulement.

C'est le nom que l'on donne à une onde de choc hydraulique, lorsqu'un liquide non compressible comme l'eau, est stoppé dans une canalisation. Autrement dit, c'est l'arrêt brutal de la circulation de l'eau lorsqu'un robinet se ferme.

VI.2. Protection des conduites contre le coup de bélier

VI.2.1. Causes du coup de bélier

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

- L'ouverture ou la fermeture des vannes dans les conduites en charge à écoulement gravitaires ;
- 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 ;
- La coupure de l'alimentation électrique dans une station de pompage qui est la cause la plus répandue du coup de bélier.

Le coup de bélier dans la brutalité est susceptible d'entraîner des ruptures de tuyaux, peut atteindre des valeurs très élevées pouvant être égale à plusieurs fois la pression de service sur les réseaux à basse pression.

Il est donc de toute première importance d'étudier des moyens propres à limiter ses effets puisqu'il en résulte une économie dans la construction des tuyaux, lesquels sont calculés notamment, pour résister à une pression intérieure donnée.

VI.2.2. Les risques dus aux coups de bélier [6]

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.

➤ 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).

➤ 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 10mce, il se produira une poche de cavitation. Si le profil en long de la canalisation est déformable la canalisation peut être aplatie par implosion et les joints aspirés. Le phénomène de cavitation, une fois apparu, peut provoquer la détérioration de la couche d'enduit intérieur du tuyau.

➤ 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.3. Description des phénomènes physiques

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

- **Phase 01:**

Une onde de dépression prend naissance au départ de la pompe et se propage jusqu'au réservoir à une vitesse ou célérité désignée par a . Si la distance entre la pompe et le réservoir est : L le temps mis par cette onde pour atteindre le réservoir est $\frac{L}{a}$. Au bout de ce temps la conduite est en dépression sur toute la longueur.

- **Phase 02 :**

Par suite de son élasticité la conduite reprend son diamètre primitif et cela de proche en proche .l'eau revient alors dans la conduite et au bout d'un nouveau temps $\frac{L}{a}$ c'est-à-dire à $\frac{2L}{a}$ depuis l'origine du phénomène toute l'eau est redescendue mais va se trouver arrêtée par le clapet de la pompe qui entre temps s'est fermé.

- **Phase03 :**

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 $\frac{4L}{a}$.

VI.4. Protection de la conduite gravitaire contre le coup de bélier

VI.4. 1.Calcul de la célérité d'ondes

La célérité de l'onde élastique c est 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 (~1400 m/s). Mais lorsque l'on prend en compte la déformation de la conduite, cette vitesse de propagation diminue

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

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

Avec :

- **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 ; $E_m = 1,5 \cdot 10^9$ Pascal
- **E_s** : Module de Young du sol considéré $E_s = 2 \cdot 10^8$ Pascal.

VI.4.2. Valeur numérique du coup de bélier

Le coup de bélier est étudié pour les deux cas :

➤ **Cas de la fermeture brusque :**

T : inférieur à $\frac{2L}{a}$

La valeur numérique du coup de bélier :

$$\mathbf{B = \frac{aV_0}{g} \text{ (m)}} \quad \text{(VI.2)}$$

Où:

- **V_0** : vitesse moyenne d'écoulement (m/s).
- **g** : accélération de la pesanteur $g = 9,81 \text{ m/s}^2$

➤ **Cas de la fermeture lente :**

Elle est caractérisée par un temps de fermeture supérieure à $\frac{2L}{a}$ c'est-à-dire supérieure à un aller et retour d'onde, la valeur du coup de bélier est donnée par la formule de **MICHAUD** :

$$\mathbf{b = \frac{2LV_0}{gT} \text{ (m)}} \quad \text{(VI.3)}$$

L : la longueur de la conduite (m).

On vérifie la valeur de la surpression pour une durée de fermeture du robinet vanne de 45 minutes et est ce qu'elle est suffisante pour amortir l'effet du coup de bélier

$$b = \frac{2 \cdot 17882,80 \cdot 1,31}{9,81 \cdot 2700} = 1,77 \text{ m.}$$

➤ **Cas de la surpression :**

$$H_{\max} = H_g + \frac{aV_0}{g} \quad (\text{m}) \quad (\text{VI.4})$$

➤ **Cas de la dépression :**

$$H_{\min} = H_g - \frac{aV_0}{g} \quad (\text{m}) \quad (\text{VI.5})$$

Tableau VI. 1 : Calcul du coup de bélier

Adduction	D(mm)	L(m)	e(mm)	K	c(m/s)	V ₀ (m/s)	H _g (m)	b(m)	H _{max} (m)	H _{min} (m)
RT-RD	315	17882.80	28.6	83	476.41	1.31	63.69	1.77	127.31	0.072

VI.4. 3. Moyen de protection contre le coup de bélier

Vanne à fermeture lente :

Cette solution ne permet de protéger que les adductions gravitaires, car elle ne remédie en aucun cas, à l'arrêt intempestif d'une pompe. Il s'agit en fait d'avantage, de limiter l'intensité du coup de bélier qui se produit.

VI.5. Protection de la conduite de refoulement contre le coup de bélier [6]

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

a) Réservoirs d'air :

L'alimentation continue de la veine liquide après disjonction du groupe peut être effectuée à l'aide d'une réserve d'eau accumulée sous pression dans une capacité métallique disposée à la station immédiatement à l'aval du clapet. Cette capacité contient de l'eau et de l'air.

Ce dispositif est le plus simple et protégera les installations aussi bien contre les surpressions et contre les dépressions.

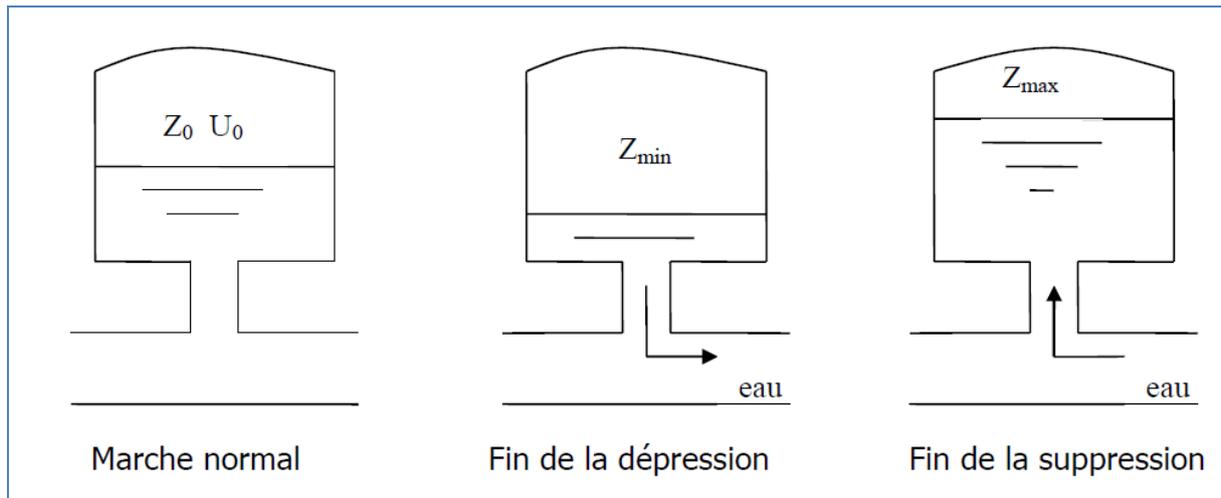


Figure VI. 1 : Variation du volume d'air au cours des phases de fonctionnement du Réservoir.

b) Cheminée d'équilibre :

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

c) Soupape de décharge :

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

d) Volant d'inertie :

Calé sur l'arbre du groupe, il constitue un moyen assurant l'alimentation de 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 puisque on a des surpressions et des dépressions.

VI.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.5.2. Dimensionnement des réservoirs d'air

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

➤ **La charge tenant compte du coup de bélier:**

$$Z = Hg + \frac{C * V_0}{g} \quad (\text{VI.6})$$

- V_0 : vitesse moyenne de refoulement en (m/s).
- g : l'accélération de pesanteur.

➤ **La charge statique absolue:**

$$Z_0 = Hg + 10$$

➤ **La charge maximale absolue:**

$$Z_{\max} = Z_0 + \frac{C * V_0}{g}$$

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

Avec :

- U_0 : volume de l'air en m^3 ;
- V_0 : vitesse d'écoulement m/s ;
- L : longueur de la conduite en m ;
- S : section de la conduite ;

$$U_0 * Z_0 = U_{\max} * Z_{\min} \Rightarrow U_{\max} = \frac{U_0}{\frac{Z_{\min}}{Z_0}} \quad (\text{VI.7})$$

U_{\max} : volume du réservoir d'air.

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

Tableau VI. 2 : Les caractéristiques des différents tronçons de l'adduction de refoulement:

N° de Forage	Type de matériau	D (mm)	V (m/S)	L (m)	Hg (m)
M11	PEHD	160	1.2815	1762.48	150.92
M1 bis	PEHD	160	1.153	1167.39	134.44
M12	PEHD	125	1.049	384.75	115.99
M2bis	PEHD	200	1.231	1562.14	148.49
SP	PEHD	315	1.126	788.09	79,67

Tableau VI. 3 : Calcul de célérité d'onde des différents tronçons de l'adduction de refoulement

N° de Station	K (Pa) (x 10 ⁹)	ρ (Kg/m ³)	a (m)	ν_m	ν_s	E _s (Pa) (x 10 ⁸)	E _m (Pa) (x 10 ⁹)	e _m (m)	C (m/s)
M11	2,07	1000	0,0654	0,46	0,33	2	1.5	0.0146	555.01
M1bis	2,07	1000	0.0654	0.46	0,33	2	1.5	0.0146	555.01
M12	2,07	1000	0.0511	0,46	0,33	2	1.5	0.0114	555.42
M2 bis	2,07	1000	0.0818	0.46	0.33	2	1.5	0.0182	554.39
SP	2,07	1000	0.1289	0.46	0.33	2	1.5	0.0286	553.98

VI.5.3. Calcul des capacités des différents réservoirs d'air

Tableau VI. 4 : Calcul de volume des différents réservoirs d'air de l'adduction de refoulement (voir annexe VI.3, 4, 5, 6, 7.)

N° de station	Z0 (m)	Zmax (m)	Z _{max} /Z ₀	V ₀ (m/s)	h0 (m)	h0/Z0 (x10 ⁻⁴)	U0/L*S (x10 ⁻³)	Z _{min} /Z ₀	U0 (m ³)	Umax (m ³)	V (L)
M11	160.92	233.4	1.45	1.2815	0.0837	5.20	8	0.72	0.189	0.263	300
M1bis	144.44	209.67	1.45	1.153	0.068	3.24	5.5	0.72	0.086	0.119	200
M12	125.99	185.38	1.47	1.049	0.0561	4.45	7.5	0.71	0.024	0.034	100
M2 bis	158.49	228.06	1.44	1.231	0.077	3.39	6	0.722	0.197	0.273	300
SP	89.67	153.26	1.71	1.126	0.065	7.21	6.1	0.63	0.251	0.398	500

Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons vu les moyens de protection contre le régime transitoire. Pour ce régime on prévoit l'installation des réservoirs d'air, juste à la sortie de station de pompage (SP) ainsi les pompes des forages ; donc ont utilisé cinq réservoirs d'air d'une capacité respective 300, 200, 100,300 et 500 litres pour lutter contre le coup de bélier.

Chapitre VII : Organisation de chantier et sécurité de travail

Introduction

Ce chapitre a une importance non négligeable tant du point de vue économique que social.

VII.1 Organisation de chantier

L'organisation d'un chantier consiste à déterminer et coordonner la mise en œuvre des moyens nécessaires pour une réalisation et une exécution des travaux aussi conforme que possible tout en respectant les délais les plus brefs.

Les étapes des différents travaux sur des chantiers de réalisation pour une adduction d'AEP sont :

- Implantation des traces des tranchées sur le terrain ;
- Excavation des tranchées ;
- Pose des conduites ;
- Epreuve des joints et des canalisations ;
- Remblaiement des tranchées ;
- Compactage.

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

VII.1.1.1.Matérialisation

On matérialise l'axe de la tranchée sur le terrain avec des jalons placés en ligne droite et espacés de 50m. On effectue ce travail en mesurant sur le plan leurs distances par des repères fixés où des bornes.

La direction des axes et leurs extrémités sont ainsi bien déterminée.

VII.1.1.2.Nivellement

Le nivellement nous permettra de connaître les différences de niveau entre des points situés sur une pente donnée. Afin que les engins puissent avoir accès au chantier, on doit effectuer une plate forme de pose pour faciliter l'excavation des tranchées.

VII.1.1.3. Excavation des tranchées

Etant donné le caractère montagneux de la zone d'étude, l'excavation sera réalisée mécaniquement, à l'aide d'engins de terrassement bien choisis. On doit maintenir une profondeur minimale de la tranchée à excavée généralement 1,00 m, et ceci pour :

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

La largeur de la tranchée doit être spacieuse, afin de permettre aux ouvriers d'y accéder facilement, elle est déterminée en fonction des diamètres et des sur largeurs.

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

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

- La profondeur de la tranchée (H_{tr}) ;
- La largeur de tranchée(b) ;
- Distance de la cavalière.

VII.1.1.4.La profondeur (H_{tr})

La profondeur de la tranchée dépend du diamètre de la conduite. Elle est donnée par la relation suivante :

$$H_{tr} = D + h + h_1 \quad (\text{VII.1})$$

- H_{tr} : profondeur de la tranchée(m) ;
- D : diamètre extérieur de la conduite (m) ;
- h : hauteur de la génératrice supérieur de la conduite elle est entre 80 et 120cm ; on prend
 - $h = 1\text{m}$;
- h_1 : épaisseur du lit de pose $h_1 = 0,2\text{ m}$ (puisque le fond de tranchée contient de particules rocheux de différentes tailles).

D'où : $H_{tr} = 1,2 + D$.

VII.1.1.5.Largeur de la tranchée

La largeur de la tranchée doit être telle qu'un homme puisse travaillé sans difficulté et elle augmente avec les diamètres des conduites à mettre en place. Elle doit permettre une pose correcte ; facilite-la Tache et aussi permettre le compactage du remblai.

La largeur de la tranchée sera calculée en fonction du diamètre de la conduite. On laisse $a = 30\text{ cm}$ d'espace de chaque côté de la conduite.

$$b = D + 2a \quad (\text{VII.2})$$

D'où : $b = D + 0,6$

Avec :

- b : largeur de la tranchée (m) ;
- D : diamètre extérieur de la conduite (m) ;
- a : distance entre la génératrice latérale et la base du talus(30cm).

VII.1.1.6. Choix du coefficient du talus

Pour garder la stabilité du talus de la tranchée durant les travaux de pose des conduites on définit le coefficient du talus. Qui est en fonction de la profondeur de la tranchée et de la nature du sol.

Tableau VII. 1 : Choix du coefficient du talus.

Sols	Profondeur de la tranchée	
	jusqu'à 1,5 m	jusqu'à 3m
Sable	m=0.5	m=1
Limon sableux	m=0.25	m=0.67
Limon argileux	m=0	m=0.5

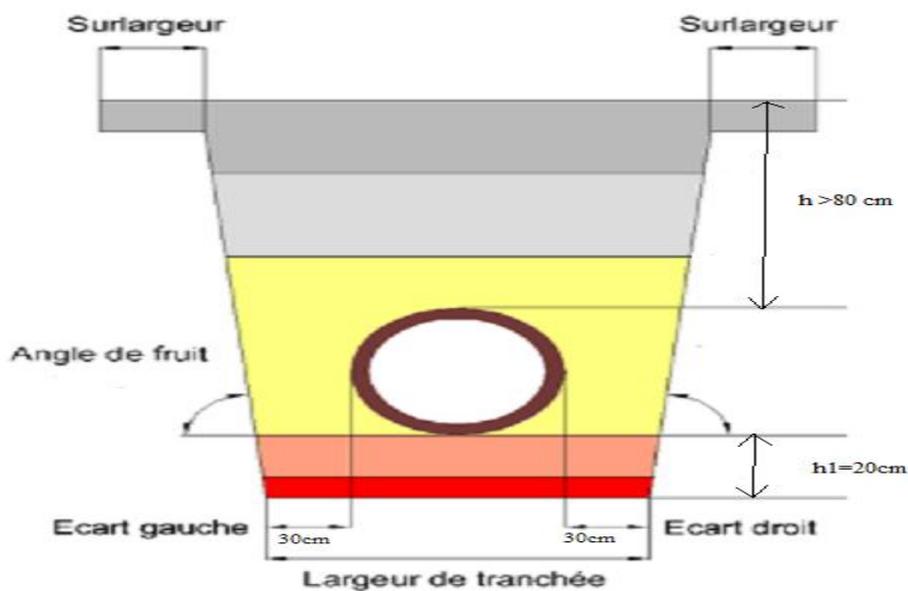


Figure VII. 1 : Schéma de la tranchée.

VII.1.2. Le volume des déblais

VII.1.2.1 .Section transversale de la tranchée S_{tr}

$$S_{tr} = H_{tr} \times b + m \times H_{tr}^2 \quad (VII.3)$$

Avec :

- **S_{tr}** : Section transversale de la tranchée (m^2)
- **H_{tr}** : profondeur totale de la tranchée (m).
- **b** : largeur du fond de la tranchée (m).
- **m** : coefficient du talus.

VII.1.2.2 .Volume à excaver

- **Décapage de la couche de terre végétale :**

Avant d'entamer l'excavation des tranchées, on doit tout d'abord commencer toujours par l'opération de décapage des terres végétales sur des faibles profondeurs. Le volume de la couche à décaper est donné par la formule suivant :

$$V_{cv} = L. b. e \quad \text{(VII.4)}$$

Avec :

- V_{cv} : volume de la terre décapée en (m³).
- L : longueur totale des tranchées en (m).
- b : largeur de la couche végétale en (m).
- e : épaisseur de la couche en (m), $e = 10$ cm.

- **Excavation des tranchées**

Le volume d'excavation est : $V_D = \text{Str} \times L = (b \times \text{Htr}) \times L \quad \text{(VII.5)}$

Avec :

- V_D : Volume du déblai (m³) ;
- Str : La section du tranché (m²) ;
- L : La longueur du tranché (m) ;
- b : La largeur du tranché (m) ;
- Htr : La hauteur de la tranchée (m).

VII.1.3.Choix de l'excavateur et le procédé d'excavation

Comme il a été mentionnée précédemment l'excavation sera réalisée mécaniquement alors le choix de l'engin (pelle mécanique équipée en rétro ou en butée) se base sur leur champ d'application et l'exigence du chantier.

VII.1.3.1.Pelle équipée en rétro

Les caractéristiques de la pelle en butée sont :

- Creuser en dessous de la surface d'appui à son niveau.
- Peut excaver dans la direction de la machine.
- Creuser avec grande précision et rapidité des tranchées à talus verticaux.

VII.1.3.2.Pelle équipée en butée

Les caractéristiques de la pelle en butée sont :

- Excavation en hauteur au dessus de l'assise de la machine.
- Ramassage des matériaux.

Connaissant la nature des travaux demandés et comparant le champ d'application ainsi que les caractéristiques de chacune des deux types de pelle, on opte pour une pelle équipée en rétro pour atteindre un rendement optimal de la pelle choisie.

Le calcul pour déterminer les caractéristiques de la pelle est représenté dans le tableau suivant :

Tableau VII. 2 : Calcul du volume du déblai.

Tronçon	Refolement					Gravitaire		
	D (mm)	160	160	125	200	315	400	315
L(m)	1762,48	1167,39	384,75	1562,14	788,09	926,06	16956,74	
b (m)	0,76	0,76	0,725	0,8	0,915	1	0,915	
H _{tr} (m)	1,36	1,36	1,325	1,4	1,515	1,6	1,515	
S _D (m ²)	1,50	1,50	1,40	1,61	1,96	2,24	1,96	
V déblai	2636,67	1746,42	538,47	2515,05	1544,68	2074,37	33235,74	
V _{totale}	44291,40							

VII.1.3.3.Détermination de la capacité du godé

A travers le volume calculé ci-dessus, nous déterminons la capacité du godet pour notre pelle.

Tableau VII. 3 : Capacité du godet en fonction du volume de terrassement.

Volume du terrassement par une pelle (m ³)	≤10000	≥10000	>20000	>100000
Capacité du godet (m ³)	0.25-0.35	0.5-0.65	1-1.25	1.5

Source : Livre Précis des chantiers

Comme le volume total est supérieur à 20 000 m³, on opte pour une pelle avec une capacité du godet égale à 1 m³.

VII.1.3.4.Rendement d'exploitation de la pelle choisie

Le rendement de la pelle est donné par la relation :

$$R_p = \frac{3600 \cdot q \cdot K_r \cdot K_t}{T_c \cdot K_f} \text{ (m}^3\text{/h)} \quad (\text{VII.6})$$

Avec :

- **q** : Capacité du gobet **1 m³**.
- **Kr** : Coefficient de remplissage du gobet $K_r = (0,8 \div 0,9)$, on prend **Kr = 0,85**.
- **Kt** : Coefficient d'utilisation du temps dépend de la nature du sol et de l'habilité du Conducteur, varie entre $(0,7 \div 0,9)$, on prend **Kt = 0,8**.
- **Kf** : Coefficient de foisonnement du sol **Kf = 1,1**.
- **Tc** : La durée d'un cycle de remplissage du gobet $T_c = (15 \div 30)$ s, on prend **Tc = 20 s**.

$$R_p = \frac{3600 \cdot 1 \cdot 0,85 \cdot 0,8}{20 \cdot 1,1} = 111,27 \text{ m}^3\text{/h}$$

Si on prend une durée de travail de 8 heures par jour : $R_p = 890,16 \text{ m}^3\text{/j}$.

VII.1.3.5. Le volume des remblais :

Le volume des remblais est : $V_R = S_R \cdot L$ [m³] (VII.7)

Avec :

- **L** : La longueur du tranché en (m).
- **S_R** : La surface de remblai, égale à : $S_R = S_D - S_c - S_s$ [m²] (VII.8)

Avec :

- **S_D** : surface du déblai en (m²).
- **S_c** : surface de la conduite en (m²).
- **S_s** : surface du lit de sable en (m²).

Le calcul de volume de remblai est représenté dans le tableau suivant :

Tableau VII. 4 : Calcul du volume du remblai.

Tronçon	Refoulement					Gravitaire	
	160	160	125	200	315	400	315
D(mm)	160	160	125	200	315	400	315
L(m)	1762,48	1167,39	384,75	1562,14	788,09	926,06	16956,74
Sc (m ²)	0,020	0,020	0,012	0,031	0,078	0,126	0,078
Ss (m ²)	0,162	0,162	0,155	0,17	0,193	0,21	0,193
SD (m ²)	1,50	1,50	1,40	1,61	1,96	2,24	1,96
SR (m ²)	1,32	1,32	1,23	1,41	1,69	1,90	1,69
VR (m ³)	2322,78	1538,51	474,29	2200,43	1331,17	1763,59	28641,77
V _R totale	38272,54						

D'après ce tableau, le volume total du remblai est de **38272,54 m³**.

VII.1.3.6. La durée d'excavation

Connaissant le volume de terre à excaver et le rendement de l'engin le temps d'exploitation sera :

$$T = V / R_p \quad [\text{jours}] \quad (\text{VII.9})$$

Avec :

- **V** : Volume du sol excavé en (m³).
- **R_P** : Capacité du godet en (m³/jour).

A.N :

$$T = 44291.40 / 890.16 = 50 \text{ jours}$$



Figure VII. 2 : Pelle équipée en rétro

VII.1.3.7. choix du bulldozer

Le choix du bulldozer se fait en fonction de la capacité du godet de l'excavateur .le bulldozer est utilisé pour le remblaiement de la tranchée après la pose des conduites.

Tableau VII. 5 : Choix du bulldozer en fonction de la capacité du godet

Capacité du godet de la pelle (m³)	0.3-0.65	0.75-1.0	1.25-1.5	2.0-3.0
Classe du bulldozer d'après la puissance du traceur (KW)	40-60	70-118	120-140	150-300

Pour une capacité du godet de la pelle égale à 1m^3 nous prenons un bulldozer ayant les caractéristiques suivantes :

- Puissance $P_b=118\text{ kw}$.
- Largeur de la lame $L=2\text{-}3\text{m}$.
- Hauteur de la lame $1\text{-}1.5\text{m}$.



Figure VII. 3 : Bulldozer

VII.1.3.8.Le compactage

Le compactage ou tassement des sols est l'augmentation de leur densité apparente résultant de l'application d'une charge sur ces derniers.

Pour cette opération on utilise un compacteur à rouleau lisse.



Figure VII. 4 : Rouleau lisse

VII.1.3.9. Planification des travaux

Les principales opérations à exécuter sont :

- A. Piquetage.
- B. Décapage de la couche de terre végétale.
- C. Exécution des tranchées.
- D. Aménagement du lit de pose.
- E. La mise en place des canalisations en tranchée.
- F. Assemblage des tuyaux.
- G. Faire les essais d'étanchéité pour les conduites et joints.
- H. Remblai des tranchées.
- I. Compactage.
- J. Travaux de finition.

Tableau VII. 6 : Détermination du délai de la réalisation.

OPERATION	TR	DP		DPP		MT
		DCP	DFP	DCPP	DFPP	
A	30	0	30	0	30	0
B	40	30	70	30	70	0
C	60	70	130	70	130	0
D	50	130	180	150	200	20
E	70	130	200	130	200	0
F	60	130	190	140	200	10
G	40	130	170	160	200	30
H	90	200	290	200	290	0
I	50	290	340	290	340	0
J	45	340	385	340	385	0

Avec :

TR: temps de réalisation ;

DP : date de commencement au plutôt ;

DFFP : date de finissement au plutôt ;

DPP: date de commencement au plu tard ;

DFPP : date de finissement au plu tard ;

MT : marge totale.

$$\sum \text{TR} = 385 \text{ jours.}$$

Le chemin critique :

A→B→C→E→H→I→J

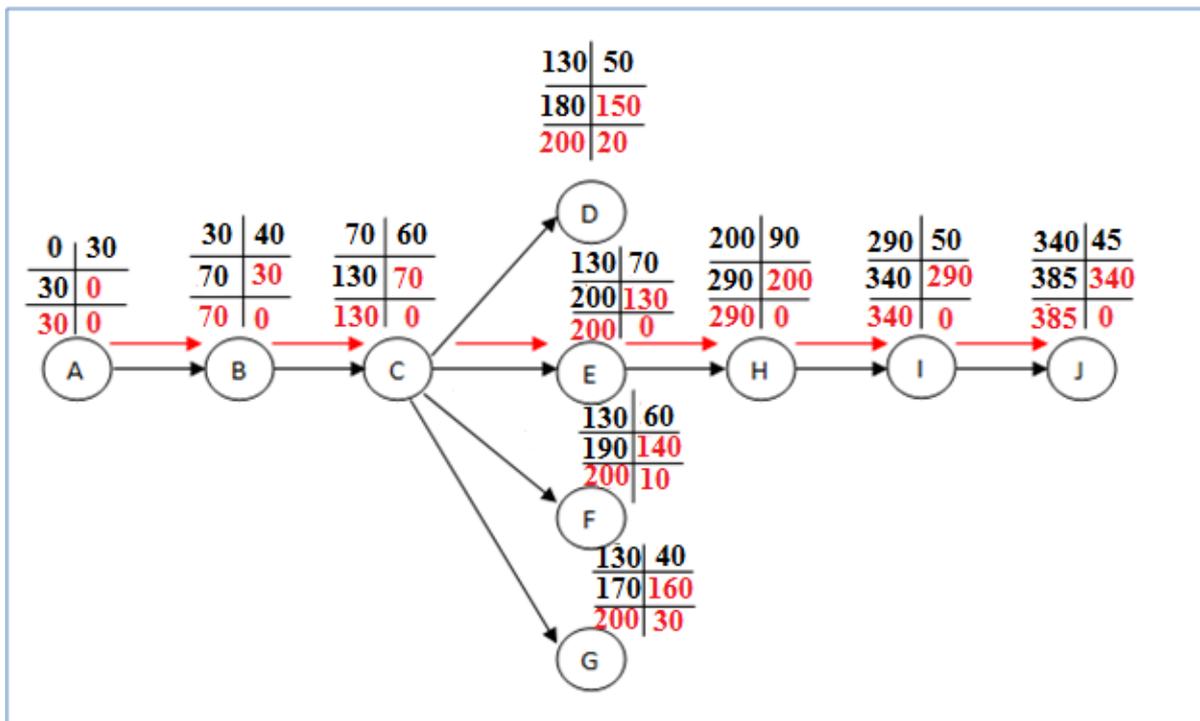


Figure VII. 5 : Réseau à nœud.

VII.1.4.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.1.4.1.Estimation quantitative et financière du projet

a)Estimation quantitative

Les dimensions de la station de pompage

➤ **Longueur de la station :**

$$L = 16 \text{ m}$$

➤ **Largeur de la station :**

$$L = 9 \text{ m}$$

➤ **Hauteur de la station :**

$$H = 8.4 \text{ m}$$

- Poteaux : $b \times b = 0.40 \times 0.40$

- Poutres : $b \times b = 0.40 \times 0.50$

- **Calcul du volume du décapage**

$$V_{\text{dec}} = S_{\text{dec}} * h_{\text{dec}} \quad \text{et} \quad S_{\text{dec}} = L' * l' \quad (\text{VII.10})$$

Avec:

h_{dec} : L'épaisseur de la couche superficielle à décaper est de 10 cm.

$$L' = L + 0.55 + 0.55 = 16 + 0.55 + 0.55 = 17.1 \text{ m} \quad \Rightarrow \quad L' = 17.1 \text{ m.}$$

$$l' = l + 0.55 + 0.55 = 9 + 0.55 + 0.55 = 10.1m \quad \Rightarrow \quad l' = 10.1m.$$

$$\text{D'ou:} \quad S_{\text{dec}} = 17.1 * 10.1 = 172.71 \text{ m}^2 \quad \Rightarrow \quad S_{\text{dec}} = 172.71 \text{ m}^2$$

$$\text{On aura alors:} \quad V_{\text{dec}} = S_{\text{dec}} * h_{\text{dec}} \quad \Rightarrow \quad V_{\text{dec}} = 17.21 \text{ m}^3$$

- **Calcul du volume des déblais**

Le bâtiment de la station de pompage étant à surface. Le volume des déblais est égal au volume des terres excavées des fouilles.

La fouille ayant le volume de $1,5 * 1,5 * 1,5 \text{ m}^3$.

Le volume à excaver pour une fouille est de $3,375 \text{ m}^3$.

Le nombre de fouilles étant de 12. Le volume résultant de l'excavation de toutes les fouilles est de 40.5 m^3 .

- **Détermination du volume du béton**

➤ **Volume du béton de propreté :** (épaisseur de notre béton de propreté = 10cm)

$$V_{\text{bp}} = (1.5) \times (1.5) \times (0.1) \times 12 = 2.7 \text{ m}^3 \quad \Rightarrow \quad V_{\text{bp}} = 2.7 \text{ m}^3.$$

➤ **Volume du béton armé des semelles:**

$$V_{\text{bas}} = (1.5) \times (1.5) \times (0,3) \times 12 = 8.1 \text{ m}^3 \quad \Rightarrow \quad V_{\text{bas}} = 8.1 \text{ m}^3.$$

➤ **Volume du béton des demi-poteaux :**

$$V_{\text{dp}} = (0.4) \times (0.4) \times (0.6) \times 12 = 1.152 \text{ m}^3 \quad \Rightarrow \quad V_{\text{dp}} = 1.152 \text{ m}^3.$$

➤ **Volume du béton des poteaux :**

$$V_{\text{P}} = (0.4) \times (0.4) \times 8.4 \times 12 = 16.13 \text{ m}^3 \quad \Rightarrow \quad V_{\text{P}} = 16.13 \text{ m}^3.$$

➤ **Volume du béton de propreté au dessous de la ceinture :**

$$V_{\text{cein-s}} = (14.4 * 3 + 7.8 * 4) * 0.1 * 0.4 = 2.976 \text{ m}^3 \quad \Rightarrow \quad V_{\text{cein s}} = 2.976 \text{ m}^3$$

➤ **Volume du béton de longrine :**

$$V_{\text{cein-i}} = (14.4 * 3 + 7.8 * 4 + 12 * 0.4) * 0.4 * 0.4 = 12.67 \text{ m}^3 \quad \Rightarrow \quad V_{\text{cein i}} = 12.67 \text{ m}^3$$

➤ **Volume du béton de la chape inférieure:**

$$V_{\text{ch inf}} = (4.8 * 1.95 * 6) \times 0.07 = 3.93 \text{ m}^3 \quad \Rightarrow \quad V_{\text{ch inf}} = 3.93 \text{ m}^3.$$

➤ **Volume du béton de la dalle supérieure :**

$$V_{\text{dalle}} = (16) \times (9) \times (0.07) = 10.08 \text{ m}^3 \quad \Rightarrow V_{\text{ch sup}} = \mathbf{10.08 \text{ m}^3}.$$

✓ **Volume des poutrelles :**

$$V_{\text{poutrelle}} = 0.2 * V_{\text{dalle}}$$

$$V_{\text{poutrelle}} = 0.2 * 10.08 = 2.02 \text{ m}^3 \quad \Rightarrow V_{\text{poutrelle}} = \mathbf{2.02 \text{ m}^3}$$

✓ **Le nombre d'ourdis :**

$$N_{\text{ourdis}} = (4.8 * 1.95 * 6) / (0.45 * 0.20) = 630 \text{ ourdis}$$

✓ **Volume de la dalle**

$$V_{\text{dalle}} = V_{\text{ch inf}} \quad \Rightarrow V_{\text{dalle}} = \mathbf{3.93 \text{ m}^3}$$

• **Détermination des maçonneries**

Pour la station de pompage les murs extérieurs et intérieurs seront construits avec des briques de dimensions 30 x 20 x 10 cm, on laissant une lame d'air de 10 cm d'épaisseur. La surface de la maçonnerie totale est la différence entre la surface totale des murs et la surface des voiles. Donc la surface extérieur et intérieur totale à couvrir est de :
D'où le nombre de briques nécessaire est de :

$$762.7 / (0.3 * 0.2) = \mathbf{12750 \text{ briques.}}$$

• **Détermination du volume de remblais**

➤ **Volume des Remblais des fouilles:**

$$V_{\text{rf}} = 12 \times [(1.5 \times 1.5 \times 1.1) - (1.1 \times 0.4 \times 0.4)] = 27.19 \text{ m}^3 \Rightarrow V_{\text{rf}} = \mathbf{27.19 \text{ m}^3}$$

➤ **Volume des Remblais des cases :**

$$V_{\text{cas}} = (4.8 * 1.95 * 6) \times (0.4 + 0.4 - 0.07) = 50 \text{ m}^3 \quad \Rightarrow V_{\text{cas}} = \mathbf{50 \text{ m}^3}.$$

Les calculs des différentes stations de pompages sont donnés par le tableau suivant :

Tableau VII. 7 : différents travaux de la station de pompage

N°	Désignation de travaux ou matériel utilisé	unité	Quantité (m ³)
1	Décapage	m ³	17.21
2	Excavation des fouilles	m ³	40.5
3	Béton de propreté	m ³	5.68
4	Béton armé pour semelles	m ³	8.1
5	Béton armé pour demi-poteaux	m ³	1.152
6	Béton armé des poteaux	m ³	16.13
7	Béton armé pour longrines	m ³	12.67
8	Béton armé de la chape inferieur et supérieur	m ³	7.86
9	Béton armé de la dalle sup	m ³	10.08
10	Remblai des fouilles	m ³	27.19
11	Remblai des casiers	m ³	50
12	Nombre de briques	Unité	12750
13	Nombre ourdis	Unité	630
14	Poutrelle	Unité	2.02

b) Estimation financière**Tableau VII. 8 : Devis des différents travaux de la station de pompage.**

N°	Désignation de travaux ou matériel utilisé	unité	Quantité	prix unitaire (DA)	Montant (DA)
1	Décapage	m ³	17.21	142	2 443.82
2	Déblai	m ³	40.5	348	14 094.00
3	Remblai	m ³	57.19	400	22 876.00
4	Béton de propreté	m ³	5.68	656	3 726.08
5	Béton armé	m ³	50.012	32000	1 600 384.00
6	Briques	Unité	12750	23	293 250.00
7	Ourdis	Unité	630	25	15 750.00
Total					1 952 523.09

Le cout totale pour la station de pompage est estimé de : **1 952 523.09 DA**

VII.1.5.Travaux concernant les réservoirs

Les tâches constituant les travaux à faire pour la construction des trois 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. 6.Evaluation du projet

Cette évaluation consiste à déterminer les quantités de toutes les opérations effectuées sur le terrain pour la réalisation du projet, ensuite les multiplier par le prix unitaire correspondant, et enfin, on trouve le coût total du projet.

VII.1.6.1. Devis estimatif d'établissement du projet**Tableau.VII.9 : Devis estimatif de l'établissement du projet.**

Désignation	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
1- Terrassement				
Décapage	M ³	3532.15	300	1 059 645,00
Déblais	M ³	44291,40	300	13 287 420,00
Pose de lit du sable	M ³	29316.82	1200	35 180 184,00
Remblaiement des tranchées	M ³	38272,54	300	1 1481 762,00
Évacuation des déblais excédentaires	M ³	6018.86	200	1 203 772,00
2-canalisation et pose conduite				
Conduite ø 160	MI	1762.48	1486.43	2 619 803,15
Conduite ø 160	MI	1167.39	1486.43	1 735 243,52
Conduite ø 125	MI	384.75	892.36	343 335,51
Conduite ø 200	MI	1562.14	2121.48	3 314 048,77
Conduite ø 315	MI	788.09	4989.47	3 383 719,58
Conduite ø 400	MI	926.06	11124.4	10 301 861,86
Conduite ø 315	MI	16956.74	7044.5	119 451 754,9
3- Station de pompage				
Génie civile	-	-	-	1 952 523.09
Equipements	-	-	-	7 550 815.59
4- Ouvrage de stockage				
Génie Civil + Equipements	-	-	-	945 285.25

VII.1.6.2. Devis global**Tableau.VII.10 : Devis estimatif global.**

Nature des charges	Charges en DA
Terrassement	62 212 783,00
canalisations et pose conduite	141 149 767,00
Station de pompage	9 503 338,68
Ouvrage de stockage	945 285,25
Totale HT	213 811 174,00
TVA 17%	36 347 899,6
TOTALE TTC	250 159 073,00

Le cout totale pour le projet est estimé de : **250 159 073,00 DA**

VII.2. Pose des canalisations et accessoires

VII.2.1 Pose des canalisations

Les canalisations sont généralement posées en tranchée, à l'exception de certain cas où elles sont posées sur le sol à condition qu'elles soient protégées.

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

VII.2.1.1. Le Principe de pose des canalisations

Les canalisations doivent être éloignées lors de la pose de tout élément dur d'environ 10 m, de 30 cm des câbles électriques et de 60 cm des canalisations de gaz. Le choix du type de pose des conduites s'effectue en fonction de la topographie du terrain et les différents types rencontrés :

- ✓ Pose en terre ;
- ✓ Pose en mauvais terrains ;
- ✓ Pose en galerie ;
- ✓ Pose en pentes ;
- ✓ Pose des conduites en traversées des routes et voies ferrées ;
- ✓ Pose à proximité d'une conduite d'assainissement ;
- ✓ Passage de ponts ;
- ✓ Traversée de rivière.

- **Pose en terre :**

Pour la disposition des tuyaux dans les meilleures conditions, la pose en terre s'effectue dans une tranchée de largeur suffisante avec établissement des niches pour faciliter le travail lors de jointure.

Cette opération s'effectue par tronçon successif, en posant des tuyaux en files bien alignés et bien nivelés, tout en commençant par les points hauts. L'enfouissement des canalisations a pour but de les protéger contre les dégradations extérieures, de conserver la fraîcheur de l'eau et de la mettre à l'abri du gel.

- **Pose en mauvais terrains :**

Si la conduite devra être posée en mauvais terrains (terrains marécageux), il pourra être nécessaire pour éviter les affaissements (tassement) qui rompraient la conduite où désassembleraient les joints ; de couler au fond de la tranchée une dalle en béton armé.

- **Pose en galerie :**

La pose des conduites en galerie présente double avantages de faciliter leur surveillance et d'éviter les tassements de terrain en cas de fuite, ainsi l'ouverture de chaussée à l'occasion des réparations ou de remplacement. Cette pose est courante dans les villes ou agglomérations

disposant déjà de galeries spéciales souterraines (égouts, caniveaux ou galeries spéciales visitables).

Les conduites sont posées sur les consoles en fonte d'aluminium scellées dans les pieds droits pour les petits diamètres, et sur les tasseaux pour les grands diamètres dans les galeries sèches spéciales.

- **Pose en pente :**

Au-delà d'une certaine pente (25%), les frottements entre canalisations et les terres sont insuffisants pour maintenir la conduite, il convient alors d'équilibrer la composante axiale de gravité par l'utilisation de butées d'encrage ou de joints verrouillés, lès deux techniques pouvant être associées.

Une fois le remblai fait, on procède au nivellement qui consiste à étaler les terres qui sont en monticule, ensuite au compactage pour augmenter la densité des terres et éviter le tassement par la suite.

- **Traversée de rivière :**

En fonction de la traversée et de l'importance de l'adduction, la pose de conduites à travers un oued demande certains travaux confortatifs. Deux cas peuvent se présenter :

Premier cas : l'existence d'une route servira également à supporter la conduite d'adduction.

Deuxième cas : si le pont route n'existe pas, la canalisation pourra suivre le lit de la rivière, elle sera posée sur des ouvrages spéciaux.

VII.2.1.2. Les actions reçues par les conduites

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

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

VII.2.1.3. Conduites en PEHD

- Les tubes en PEHD se prêtent parfaitement à la pose en tranchée.
- Leur légèreté et leur mode d'assemblage rapide rendent la mise en œuvre plus facile.
- La performance à long terme des conduites pression en PEHD dépend directement de la qualité de l'exécution et des matériaux utilisés à la pose du produit.
- Une surveillance compétente est recommandée à toutes les étapes.

La pose des canalisations est effectuée selon les opérations suivantes :

- ✓ Aménagement du lit de pose.
- ✓ Introduction de canalisation dans les tranchées.

A. Aménagement du lit de pose des conduites

Avant la pose des conduites, on procèdera 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.
- Etablir en suite le niveau du fond de la tranchée en confectionnant un lit de pose bien damé avec la terre meuble du sable et d'une couche maigre de béton, suivant la nature du terrain, le lit de sable est à une épaisseur d'environ 10cm.

B. Introduction de la canalisation

La pose en enterré doit rester en accord avec le projet, cependant, la souplesse naturelle des canalisations (en PEHD) leur permet d'éviter l'utilisation de coudes lorsque les rayons de courbures du tracé sont compatibles avec les rayons de courbures des tubes PEHD.

Autrement la pose doit être faite de façon à respecter certaines recommandations :

- S'assurer au préalable qu'aucun corps étranger ne se trouve à l'intérieur de la tranchée et des tuyaux.
- Nivelier soigneusement le fond de la tranchée en évitant les contres pentes ;
- Déposer la conduite au fond de la tranchée sans la laisser tomber moyennant des engins de levage.
- De ne pas laisser les revêtements à endommager.
- Vérifier l'alignement.



Figure VII.6 : pose des canalisations en PEHD en tranchée.

VII.2.1.4. Le remblayage des tranchées

Comporte en général 2 phases principales :

- Remblai d'enrobage.
- Remblai supérieur.

VII.2.2. Accessoires

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

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

VII.2.2.1. Vannes de sectionnement

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

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

Pour des raisons d'exploitation et de facilité la fermeture, les vannes de diamètre supérieur ou égal à 250mm seront du type papillon .elles seront associées à un by-pass pour permettre la remise en eau progressive.

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

- **Les vannes d'isolement :**

Permettent d'isoler certains tronçons qu'on veut inspecter, réparer ou entretenir. On distingue deux types : les robinets à papillon pour les conduites de gros diamètres et les robinets-vannes pour les conduites de petits diamètres.



Figure VII. 7 : Robinet vanne papillon.

- **Les vannes à clapets de non-retour :**

Le clapet anti-retour est conçu pour équiper les réseaux hydrauliques de distribution et les stations de pompage. Il se caractérise par un battant articulé reposant sur un siège incliné et un passage intégral en grande ouverture. La conception de l'obturateur garantit l'étanchéité à contre-pression empêchant le retour de tout fluide et un fonctionnement silencieux.

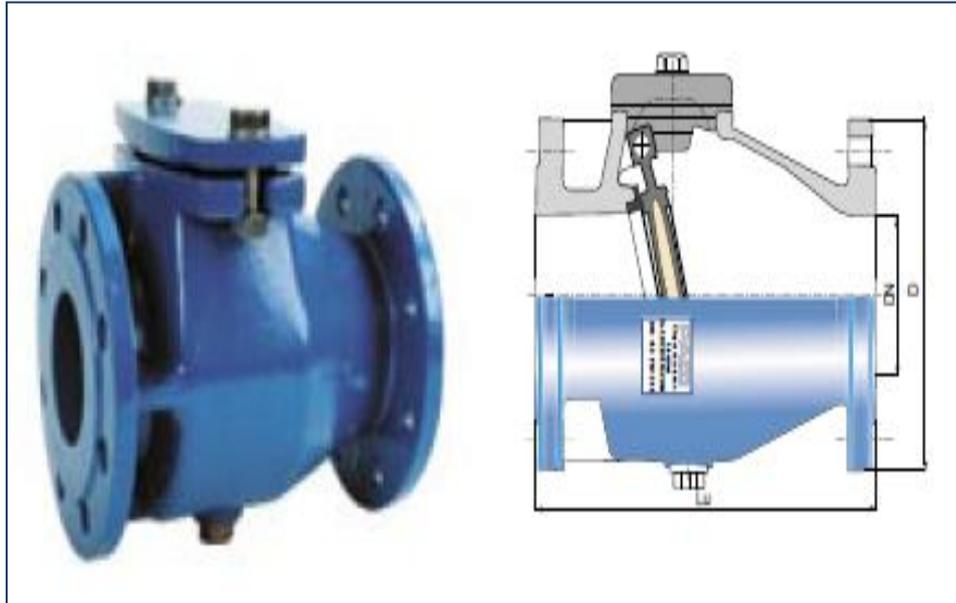


Figure VII. 8 : Clapet anti retour.

- **Les vannes de réduction de pression :**

Permettent de réduire et stabilise la pression du réseau à une valeur de consigne quelles que soient les variations de pression amont et de débit appelées dans la canalisation. La pression aval agit directement dans la chambre de commande sous la partie haute du clapet par un orifice particulier. La pression aval est équilibrée à tout moment par l'action du ressort, ce qui provoque les déplacements du clapet lorsque le débit ou la pression du réseau varient.

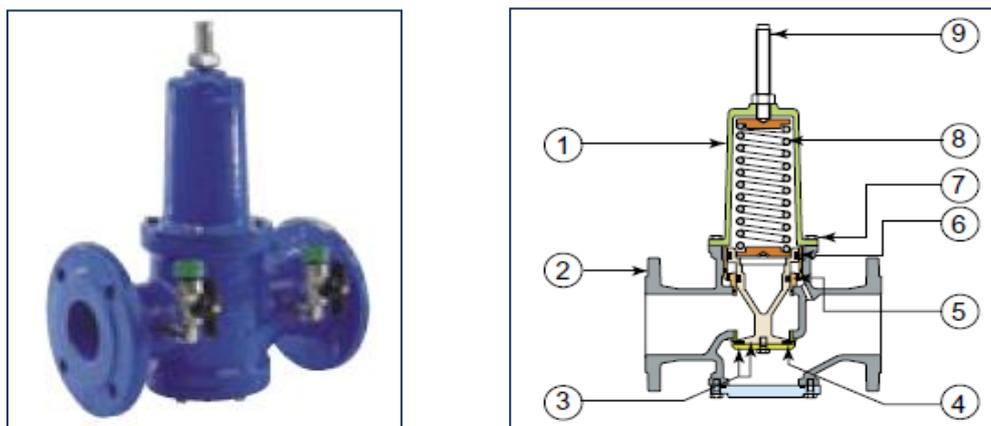


Figure VII. 9 : Réducteur de pression.

- 1- Chapeau
- 2- Corps
- 3- Clapet
- 4- Joint de clapet
- 5- Bague guide clapet
- 6- Joint de clapet
- 7- Vis de chapeau
- 8- Ressort
- 9- Vis de réglage

Remarque :

Dans notre cas, on prévoit d'installer :

- ✓ Les vannes à clapets de non-retour à la sortie de chaque pompe, sur chaque conduite d'arrivée et de vidange des réservoirs, sur la conduite d'aspiration de chaque pompe et au maximum chaque 400m de la conduite gravitaire et de refoulement.
- ✓ Les vannes d'isolement type papillon sur chaque conduite de départ du réservoir.

VII.2.2.2. Ventouses

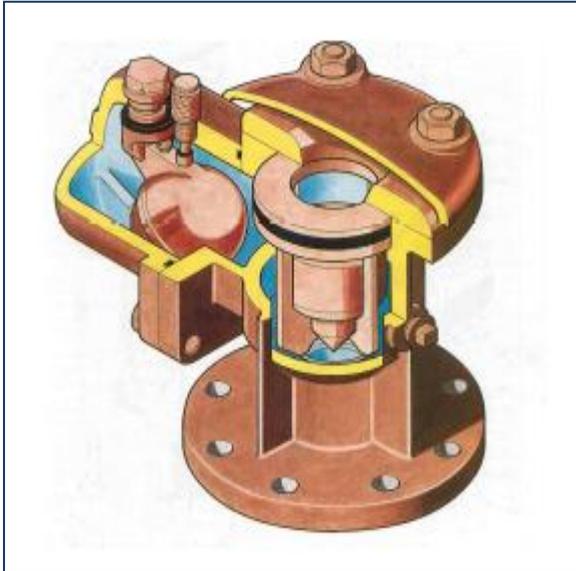
Les adductions d'eau n'ont que très rarement une pente régulière. En règle générale, tout au long de leur parcours, leurs pentes varient, augmentent ou diminuent. Ces variations de pente forment ainsi dans l'adduction des points hauts et des points bas qu'il est indispensable de repérer voire même de renforcer en soulignant les changements de pente. Car ces changements entraînent l'emplacement des vidanges aux points bas et des purges d'air aux points haut.

La ventouse est actionnée par la simple présence d'air. Elle fonctionne un peu comme un tuba d'enfant. Une bille placée en dessous de la purge, vient boucher l'orifice quand elle est poussée par l'eau (poussée d'Archimède). Si de l'air s'accumule à cet endroit, le niveau d'eau descend et la bille également : l'orifice est alors libre d'évacuer les gaz prisonniers. Les gaz disparus, le niveau de l'eau peut alors remonter et la bille revenir obturer l'orifice de la ventouse.

Les ventouses sont nécessaires pour permettre l'évacuation de l'air emprisonné dans les conduites, mais aussi pour éviter la dépression des conduites lors des incidents avec coupure réseau.

Il existe deux types de ventouses :

- Ventouse simple.
- Ventouse à deux orifices réunis en un seul appareil.



Ventouse à double orifice



Ventouse simple

Figure VII. 10 : Les différents types de ventouses.

VII.2.2.3. Conduite by-pass

La conduite by-pass est utilisée pour :

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

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

VII.2.2.4. Crépines

Une crépine est un cylindre avec un fond - portant tous deux des perforations - et une bride folle de raccordement. Elle sert à arrêter les graviers et les corps étrangers qui pourraient endommager les appareils sur le réseau. Les crépines sont dimensionnées pour que le passage effectif soit au moins égal à la section de la conduite. Lorsque la crépine se trouve dans le fond, il est conseillé de placer le fond de la crépine à au moins 50 cm du radier.

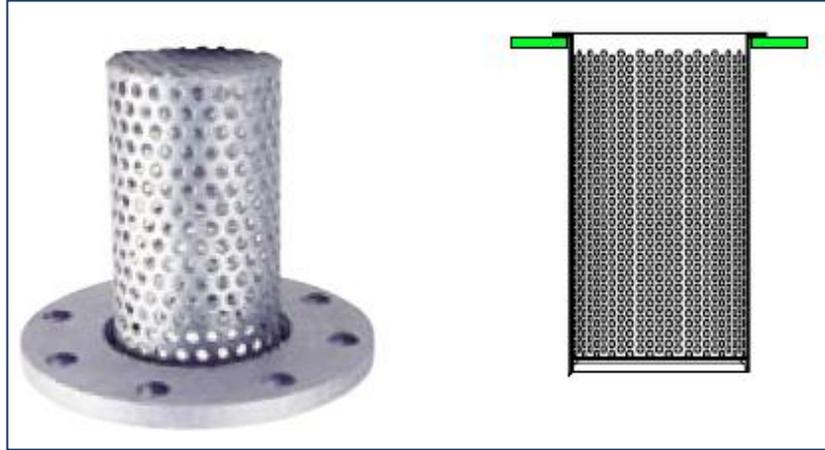


Figure VII. 11 : Crépines.

Remarque :

Dans notre cas, les crépines seront installées sur chaque conduite de départ (conduite d'aspiration).

VII.2.2.5. Vidange

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

VII.2.3. Organes de raccordement

Les organes de raccordement sont nécessaires pour :

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

VII.2.3.1. Coudes

Les coudes sont des accessoires utiles surtout pour les réseaux maillé et ramifié, lorsque la conduite change de direction. Généralement, les coudes sont maintenus par des massifs de butées, convenablement dimensionnés.

On y distingue des coudes à deux emboîtements ou bien à emboîtement et à bout lisse ; Les deux types de coude se présentent avec un angle α de :

$$\frac{1}{4} (90^\circ), \frac{1}{8} (45^\circ), \frac{1}{16} (22^\circ 30'), \frac{1}{32} (11^\circ 15').$$

VII.2.3.2. Cônes

Les cônes sont utilisés pour relier deux conduites de diamètres différents, on les rencontre aussi à l'entrée et à la sortie des pompes. On distingue :

- Les cônes à deux emboîtements ;
- Les cônes à deux brides ;
- Les cônes à emboîtement et bride.

VII.2.3.3. Tés

Les tés sont utilisés dans le but de soutirer un débit d'une canalisation ou d'ajouter un débit complémentaire. Ils sont rencontrés au niveau des réseaux maillés, ramifiés et des canalisations d'adduction en cas de piquage.

VII.2.3.4. Joints de démontage

En pratique, on rencontre des manchons à bouts lisses des deux extrémités, à deux emboîtements, à emboîtement et bout lisse, à deux brides, à bride et bout lisse, à emboîtement et bride, on les rencontre surtout au niveau des montages des appareils accessoires (vannes, clapet...) et au niveau de certains joints.

VII.2.4. Organes de mesure

VII.2.4.1. Mesure de débit

Les débitmètres sont des appareils de mesure des débits. Les plus utilisés au niveau des installations sont :

- Le diaphragme ;
- Le venturi ;
- La tuyère.

Pour mesurer un débit à partir d'une différence de pression, on doit étrangler la conduite pour provoquer une chute de pression. Le fluide devant s'écouler par un passage plus étroit, la pression en amont du rétrécissement sera plus élevée qu'en aval. Cette baisse de pression augmente la vitesse du fluide puisque une même quantité de matière s'écoule en aval et en amont de l'étranglement. Or, la vitesse varie en fonction du débit, donc un débit plus élevé amènera une plus grande différence de pression en amont et en aval de l'étranglement. Ainsi, nous pouvons en mesurant une différence de pression (ou pression différentielle) de part et d'autre de l'étranglement, on peut déterminer le débit.

➤ Le diaphragme

Le diaphragme est constitué en une plaque de métal mince dont le centre est percé. Sur un côté, une languette donne les caractéristiques du diaphragme. Le côté amont du diaphragme est habituellement en biseau.

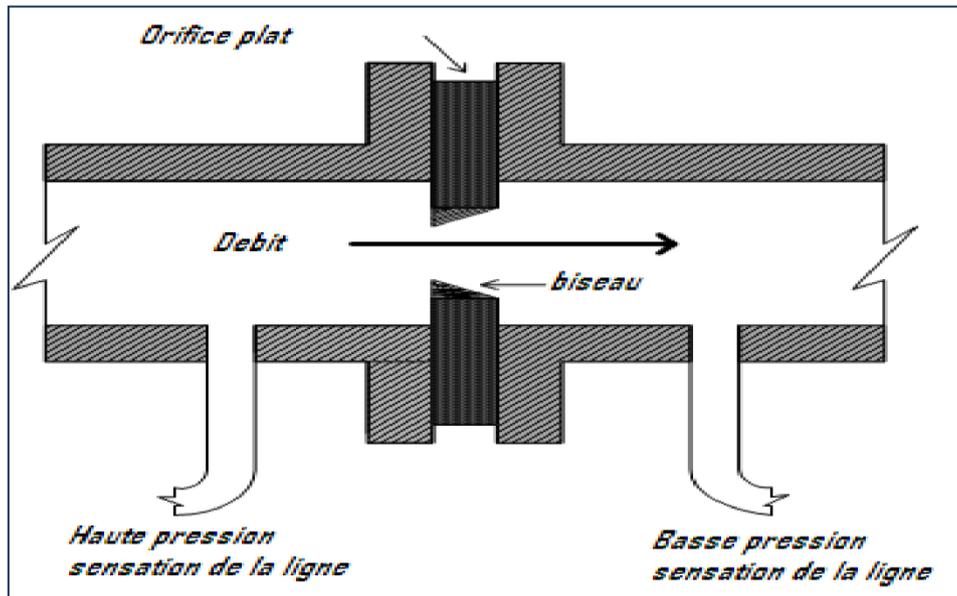


Figure VII. 12 : Diaphragme.

➤ Les venturis

S'il est essentiel de maintenir la pression du liquide, on peut utiliser un « tube de Venturi » (un venturi). Sa configuration - deux troncs de cône réunis par leur petite base minimise la baisse permanente de pression. Les venturis résistent l'usure et au blocage, puisque l'absence d'obstruction permet au liquide d'entraîner les solides en suspension.

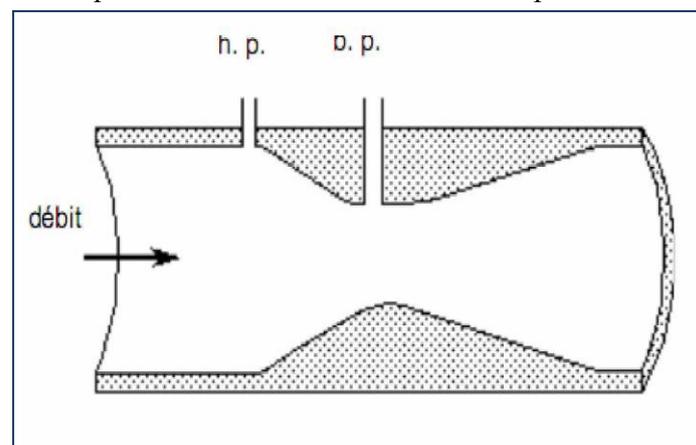


Figure VII. 13 : Venturi.

➤ La tuyère

La tuyère a des caractéristiques intermédiaires entre le diaphragme et le venturi. À cause de son contour profilé, la baisse de pression permanente est moindre que celle occasionnée par un diaphragme (mais supérieure à celle causée par un venturi). La différence de pression est aussi plus basse que pour un diaphragme (mais plus élevée que pour un venturi). Ils sont moins coûteux que les venturis.

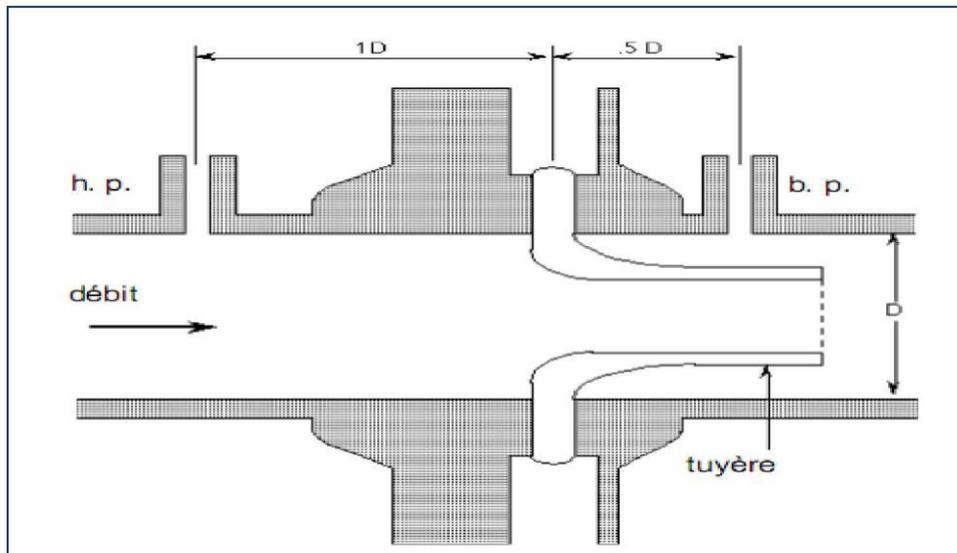


Figure VII.14 : Tuyère.

VII.2.4.2. Mesure de pression

Les appareils les plus utilisés 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.

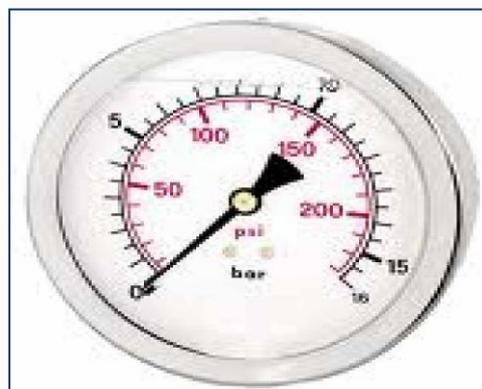


Figure VII.15 : Manomètre à aiguilles.

➤ **Manomètres à soufflet :**

Ces manomètres sont dotés d'un cylindre, dont le fût est constitué d'un matériau souple, plié en accordéon. Une des extrémités du cylindre est fixée à la « source » de pression et l'autre à un appareil indicateur ou un instrument. Les soufflets permettent une grande amplitude de mouvement (la course) dans la direction de la flèche une fois en contact avec le fluide dont on veut mesurer la pression.

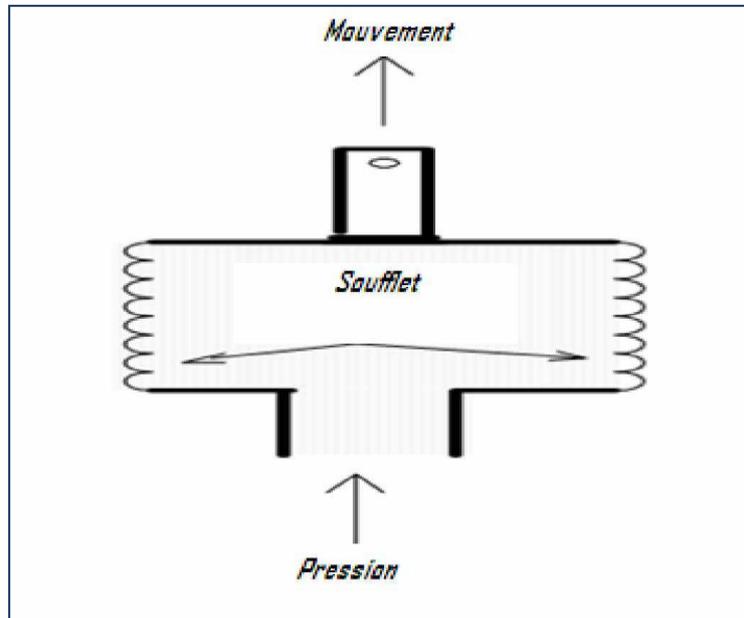


Figure VII. 16 : Manomètre à soufflet.

VII.3.Sécurité du travail :

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 la gravité des accidents dans les chantiers, d'où le domaine hydraulique couvre un large éventuel lors de la réalisation d'un projet de transfert, les différentes phases d'exécution des travaux sont effectués tel que :

- Travaux d'excavation et de terrassements (pose des conduites, implantation des réservoirs de stockage, station de pompage etc.).
- Travaux de construction (génie civil), tel que le bétonnage, ferrailage et autre phase de réalisation concerne l'implantation des réservoirs de stockage et des stations de pompage,

VII.3.1.Causes des accidents de travail :

Les accidents de travail à des conditions dangereuses et actions dangereuses sont causés par deux facteurs :

VII.3.1.1.Facteurs humain

- Manque de contrôle et négligence ;
- La fatigue des travailleurs, agent de maîtrise et les responsables ;
- Encombrement dans les différentes phases d'exécution des travaux ;
- Erreurs de jugement ou de raisonnement ;
- Suivre un rythme de travail inadapté.

VII.3.1.2.Facteurs matériel

- Outillage, engins, et machines de travail ;
- Nature des matériaux mis en œuvre ;
- La difficulté posée lors de l'exécution du travail ;
- Les installations mécaniques et électriques.

VII.3.1.3.Conditions dangereuses

- Installations non protégées ;
- Installations mal protégées ;
- Outillages, engins et machines en mauvais état ;
- Protection individuelle inexistante ;
- Défaut dans la conception, dans la construction ;
- Matières défectueuses ;
- Stockage irrationnel ;

- Mauvaise disposition des lieux ;
- Eclairages défectueux ;
- Facteurs d'ambiance impropres ;
- Conditions climatiques défavorables.

VII.3.1.4. 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.

VII.3.2. Mesures préventives pour éviter les causes des accidents

VII.3.2.1. 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, gants, chaussures, lunette protectrice etc.)



Figure VII. 17 : casque, gants, chaussures, lunette de protection.

VII.3.2.2. Protection collective

Le chef de chantier ou l'entrepreneur, en ce poste 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.

a) Engin de levage

La grue, pipe layer et autres engins par leurs précisions et possibilité de manutention variés, constituent la pose de travail ou la sécurité n'admet pas la moindre négligence, alors le technicien responsable à :

- Affecter du personnel compétent.
- 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.

b) Appareillage électrique

Pour éviter les risques des appareils électriques, il faut absolument proscrire le bricolage, car une ligne ou une installation électrique ne doit pas être placée que par des électriciens qualifiés.

VII.3.3. Equipements auxiliaires

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

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

VII.3.3.1. Système de levage

Le pont roulant est un appareil de manutention permettant le levage et le transfert de charges lourdes.

Les ponts roulants sont généralement installés dans station de pompage.



Figure VII. 18 : Le pont roulant.

VII.3.3.1.1. Dimensionnement du pont roulant

La formule suivante va nous permettre de calculer la capacité de portée du pont roulant :

$$C = P + 20\%P \quad (\text{VII.11})$$

Avec :

P : poids de l'élément le plus lourd, dans notre cas c'est la pompe.

- **Station de pompage SP :**

Le poids d'une seule pompe est de 400 kg → $C = 400 + 0.02 \times 400$
 → $C = 408 \text{ Kg}$.

VII.3.3.2. Système de ventilation

Le rôle essentiel de la ventilation c'est d'évacuer la chaleur dégagée par l'ensemble des équipements de la station, évacuer gaz en chaud en cas d'incendie. Cette évacuation se fait par le renouvellement de l'air et le remplace par l'air extérieur frais, et ceci afin de permettre au personnel travaillant dans la station de mieux respirer.

Pour calculer le débit d'air nécessaire à la ventilation nous envisagerons d'utiliser les méthodes suivantes :

VII.3.3.2.1. Calcul du débit d'air nécessaire à la ventilation par le taux de ventilation

Ce procédé consiste à calculer le volume total de la salle des machines et à le multiplier par le coefficient K qui est le taux de renouvellement.

$$Q = V.K \quad (\text{VII.12})$$

Avec :

Q : débit d'air en (m³/h) ;

K : taux de renouvellement par heure (h-1), salle de machines (20-30) ;

V : volume de la station ;

- **Station de pompage SP :**

$$V = 16 \times 9 \times 8.4 \rightarrow V = 1209.60 \text{ m}^3$$

$$K = 20 \text{ h}^{-1}.$$

Donc :

$$Q = 1209.60 \times 20 \rightarrow Q = 24192 \text{ m}^3/\text{h}.$$

VII.3.3.3. Système anti-incendie

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

VII.3.3.4. Système de drainage

Le système de drainage est conçu pour l'évacuation des eaux en cas de réparation, de nettoyage ou de n'importe quel apport d'eau.

VII.3.3.5. Système d'éclairage

Pour que l'équipe de gestion de la station travail dans bonne condition, il faut lui assure un éclairage, de façon a ce qu'elle puisse voir tous les coins et les angles du bâtiment.

Conclusion

Ce chapitre nous a permis de consolider les connaissances acquises dans les cours de l'organisation des chantiers, surtout ce qui concerne le choix des engins nécessaires pour les divers travaux à entreprendre.

La maîtrise de la pose de canalisation est primordiale dans une étude d'adduction en eau potable. Une pose mal faite sera à l'origine des fuites excessives dans le réseau qui

entraîneront par la suite des infiltrations nocives et une dégradation de tout le réseau. Des essais d'étanchéités et de pressions seront obligatoires pour détecter d'éventuelles fuites au niveau des joints ou des conduites avant le remblaiement définitif.

On a effectué le choix des engins les plus appropriés et le calcul du délai de déroulement des différentes étapes du projet, ainsi que les différentes poses de canalisation utilisées dans notre mémoire.

En fin nous avons estimé la réalisation dans un délai de 385 jours avec un coût total de **250 159 073,00 DA.**

Conclusion générale

Conclusion générale

En conclusion générale, et afin de remédier au déficit d'eau dont souffre la population de la ville de Sidi – Fredj située au frontière Algéro-Tunisienne,

nous avons dimensionné les ouvrages de l'adduction d'eau à partir des quatre forages et arrivant au réservoir de distribution projeté de la ville de Sidi Fredj.

Les forages sont équipés de groupes électropompes immergés ainsi que la station de pompage est équipée par trois pompes à axes horizontales multicellulaires.

Les conduites reliant les quatre forages par la bache de la station de pompage sont en PEHD sont respectivement 160, 160,125 et 200 mm de diamètre, la conduite refoulant au réservoir tampon est aussi en PEHD et de 315 mm de diamètre, la bache de la station de pompage est de 500m³ de capacité et de 13.24 m de diamètre et le réservoir tampon est de 120 m³ de capacité et de 6.09 m de diamètre.

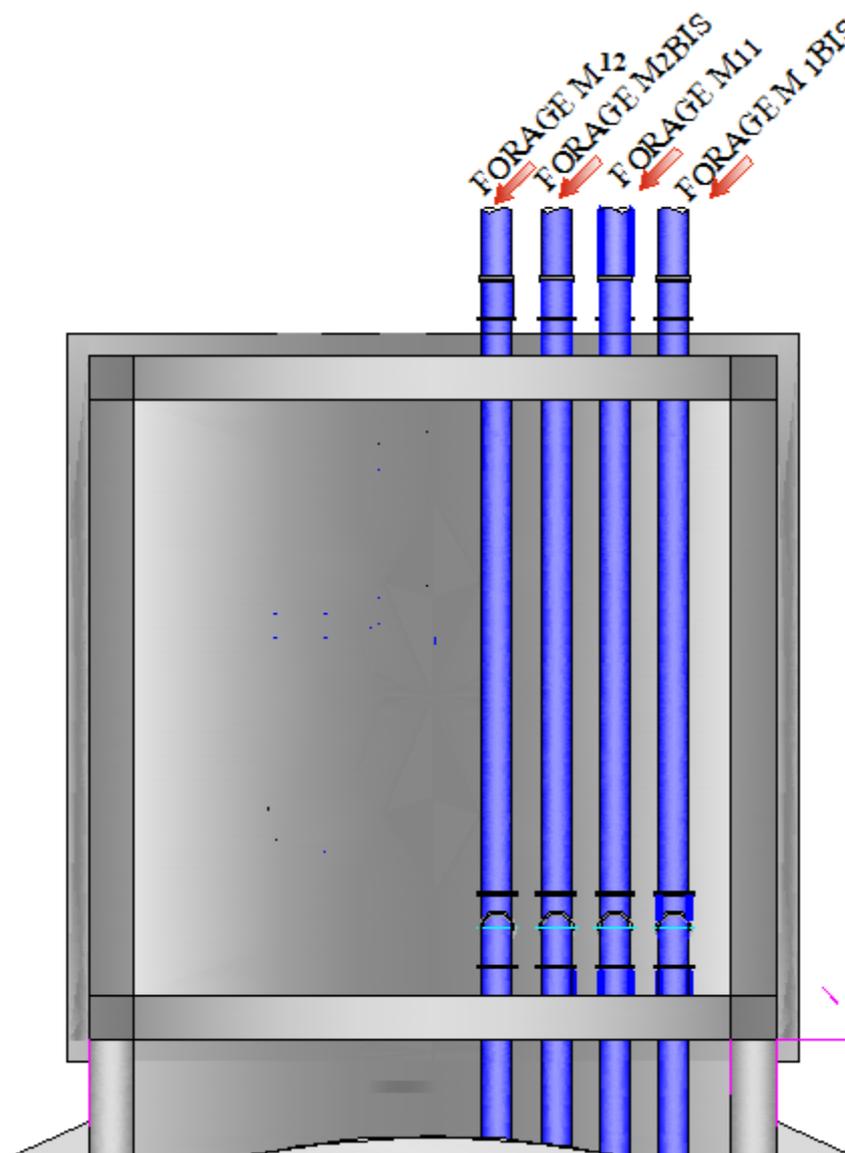
Une conduite gravitaire de 350 et 400mm reliant le réservoir tampon par le réservoir de distribution projetée de 1200m³. Pour le bon fonctionnement de notre système d'adduction nous avons proposé les accessoires adéquats tels que le réservoir d'air. Les opérations nécessaires à la réalisation de cette adduction sont programmées en une durée de 385 jours, pendant la quelle les dispositions de la sécurité des employés sur le chantier, doivent être prises.

En fin, nous pouvons dire que nous avons contribué à l'étude de l'adduction en eau potable de la ville de Sidi Fredj à partir des eaux souterraines de Bir Louchichi pour une alimentation continue des habitants jusqu'à l'horizon futur de 2047.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [1] **A.Dupont**: Hydraulique urbaine, ouvrages de transport, élévation et distribution des eaux Tome II, édition Eyrolles, Paris 1977.p.237, 260, 267, 275, 280, 287, 319, 322, 323,326.
- [2] **B.SALAH** « Polycopie d'Alimentation en Eau Potable», ENSH 1994.,p.11, 27, 29,72, 78, 78, 140.
- [3] **M.Souleymeni** « incidence des réservoirs sur la qualité de l'eau »,1-0010-99101.
- [4] **N.Damien**, « pompes et stations de pompages » , édition sogreah ,paris 1978,P.113,118,225.
- [5] **R. CARLIER** « Hydraulique générale et appliquée », édition Eyrolles, Paris 1972, p.289.
- [6] **W.MEUNIER** « les coup de bélier la protection des réseaux d'eau sous pression » ,ENGREF, paris 1980.p.127,133,134.

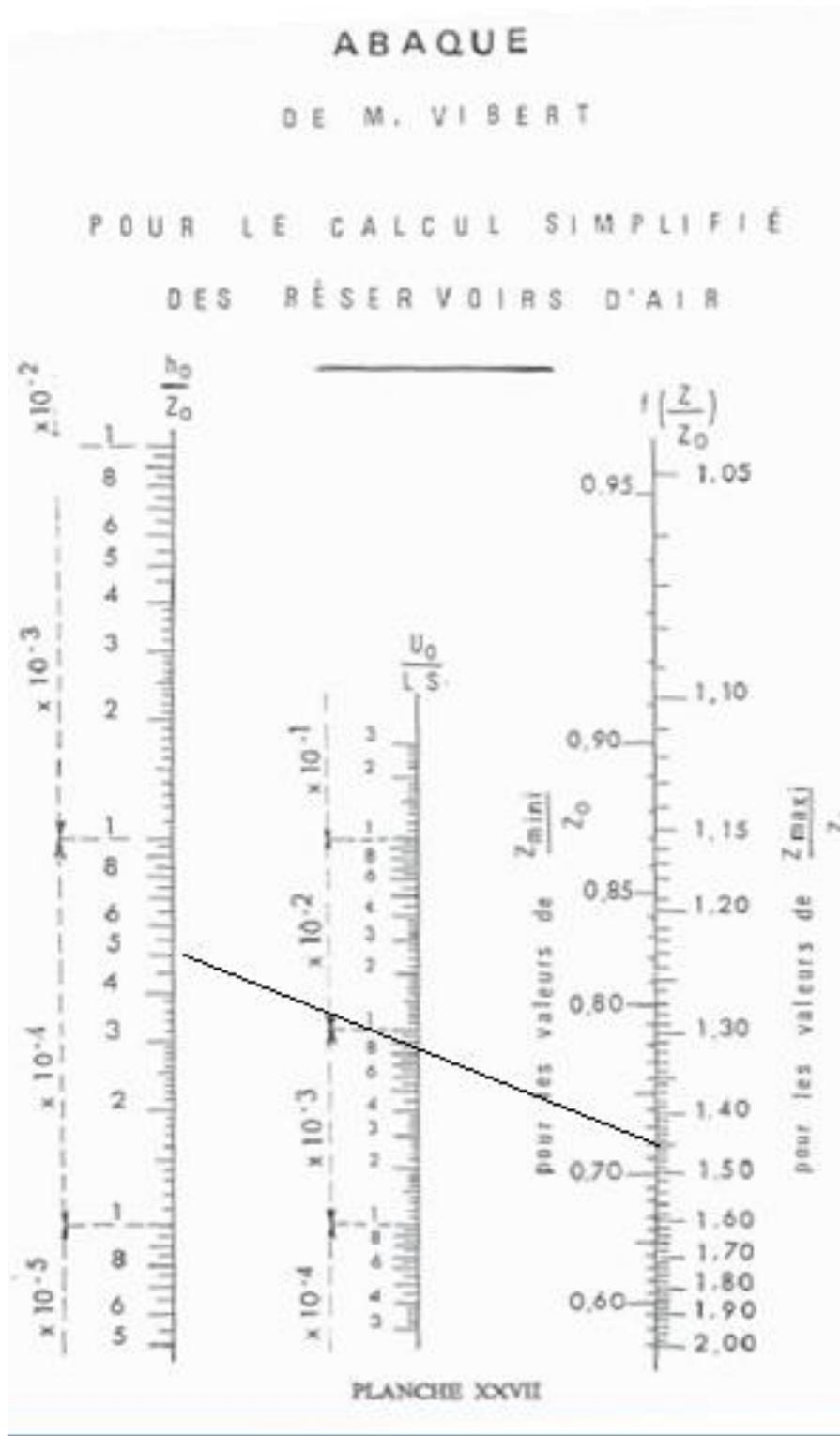
ANNEXES



Annexe III.2 : Disposition des conduite de refoulement à l'entrée de la Bâche R 500m³.

Heures	Nombre d'habitants				
	< 10000	10000 à 50000	50000 à 100000	> 100000	Aggl.de type rural
0-1	01	1.5	03	3.35	0.75
1-2	01	1.5	3.2	3.25	0.75
2-3	01	1.5	2.5	3.3	01
3-4	01	1.5	2.6	3.2	01
4-5	02	2.5	3.5	3.25	03
5-6	03	3.5	4.1	3.4	5.5
6-7	05	4.5	4.5	3.85	5.5
7-8	6.5	5.5	4.9	4.45	5.5
8-9	6.5	6.25	4.9	5.2	3.5
9-10	5.5	6.25	4.6	5.05	3.5
10-11	4.5	6.25	4.8	4.85	06
11-12	5.5	6.25	4.7	4.6	8.5
12-13	07	05	4.4	4.6	8.5
13-14	07	05	4.1	4.55	06
14-15	5.5	5.5	4.2	4.75	05
15-16	4.5	06	4.4	4.7	05
16-17	05	06	4.3	4.65	3.5
17-18	6.5	5.5	4.1	4.35	3.5
18-19	6.5	05	4.5	4.4	06
19-20	5.0	4.5	4.5	4.3	06
20-21	4.5	04	4.5	4.3	06
21-22	03	03	4.8	3.75	03
22-23	02	02	4.6	3.75	02
23-24	01	1.5	3.3	3.7	01
Total	100%	100%	100%	100%	100%

Annexe II.1: Répartition horaire des pourcentages du débit maximum journalier.



Annexe VI. 3 : abaque de Vibert pour la station M11.

ABAQUE

DE M. VIBERT

POUR LE CALCUL SIMPLIFIÉ
DES RÉSERVOIRS D'AIR

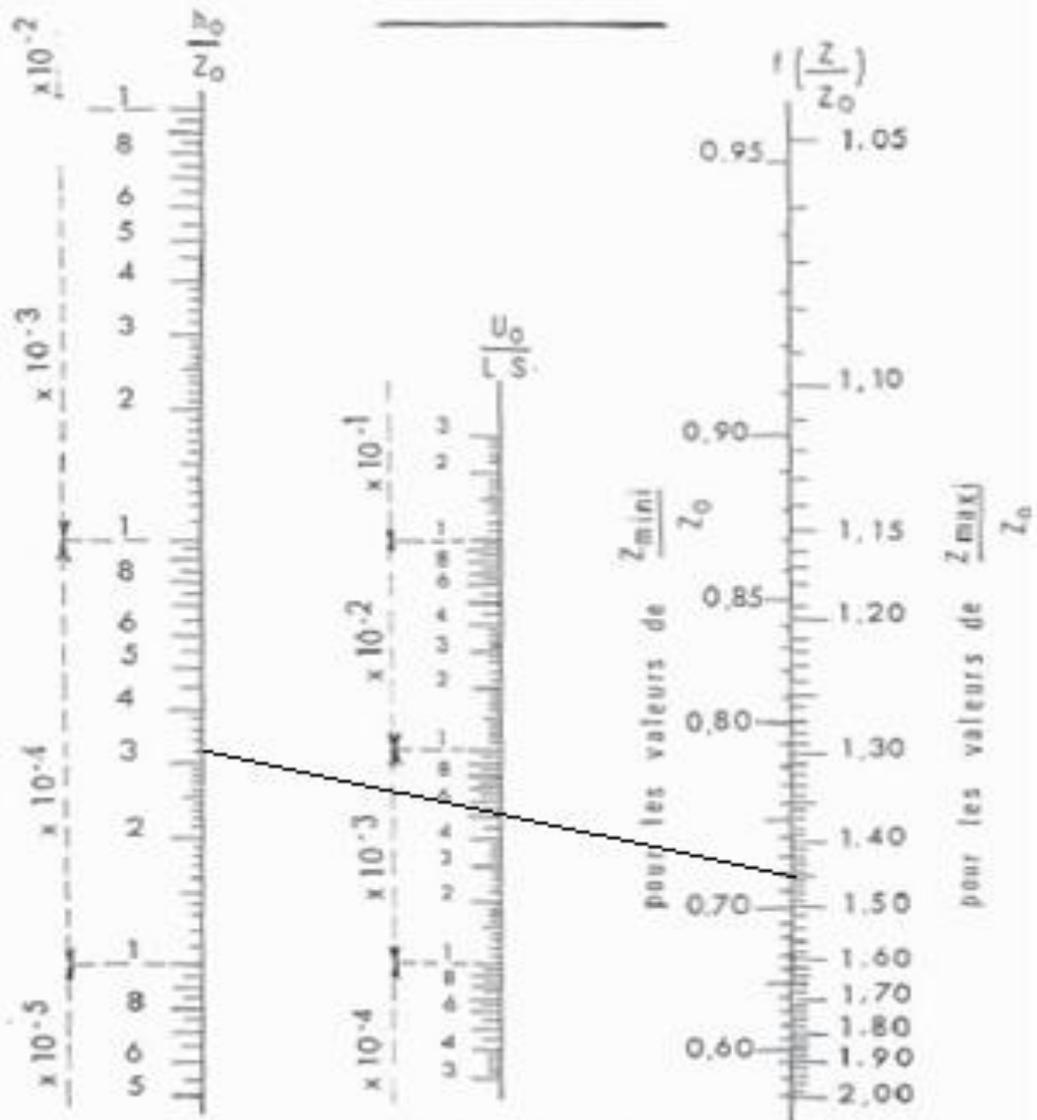


PLANCHE XXVII

Annexe VI. 4 : abaque de Vibert pour la station M1bis.

ABAQUE

DE M. VIBERT

POUR LE CALCUL SIMPLIFIÉ
DES RÉSERVOIRS D'AIR

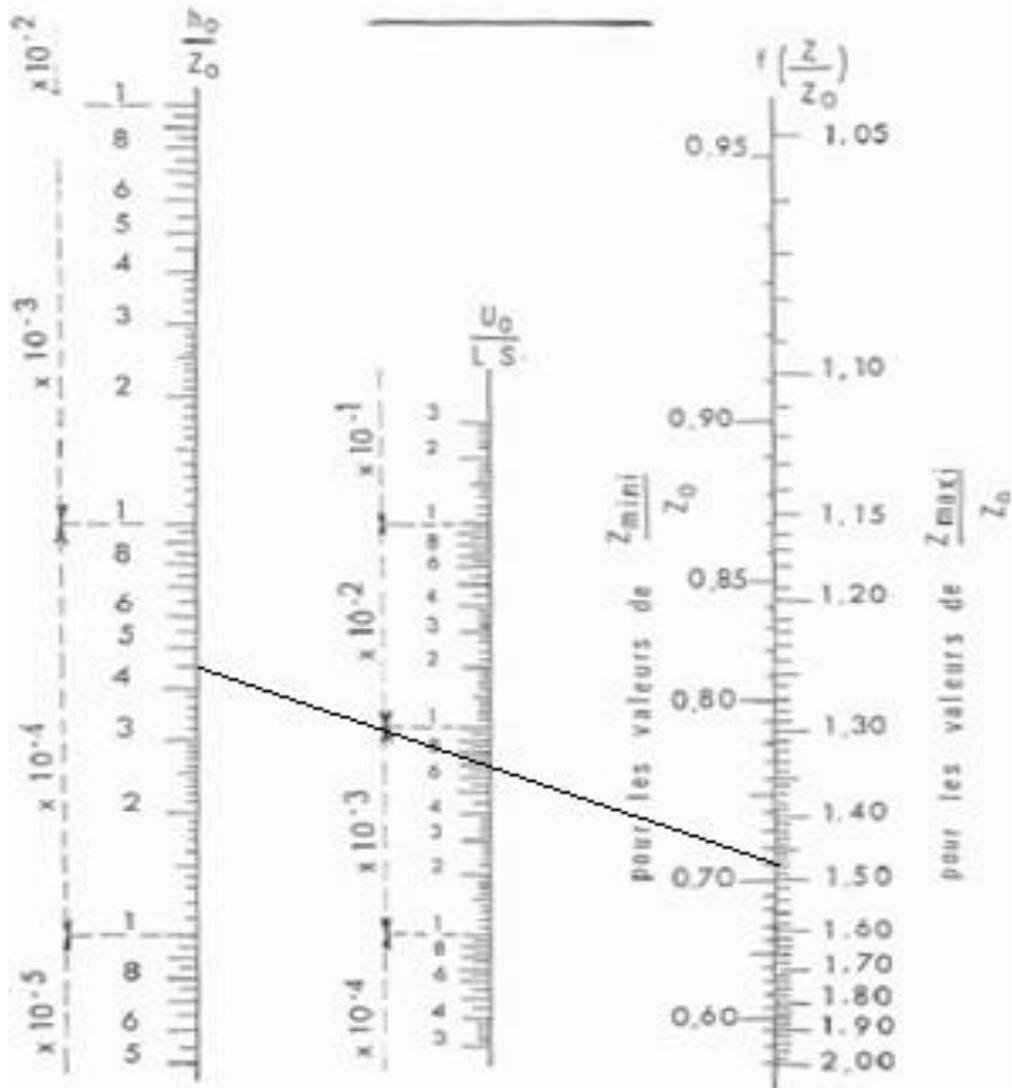
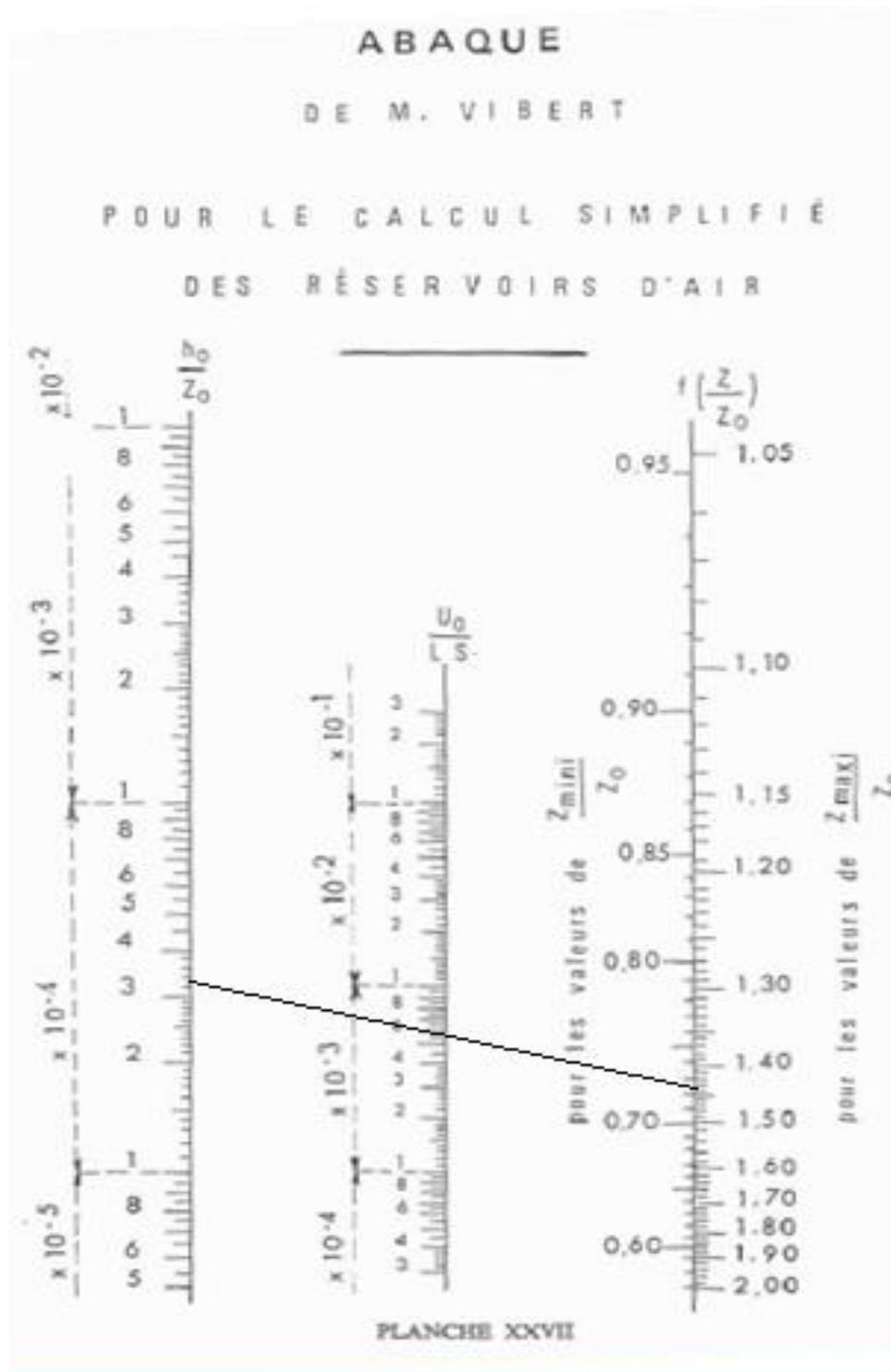
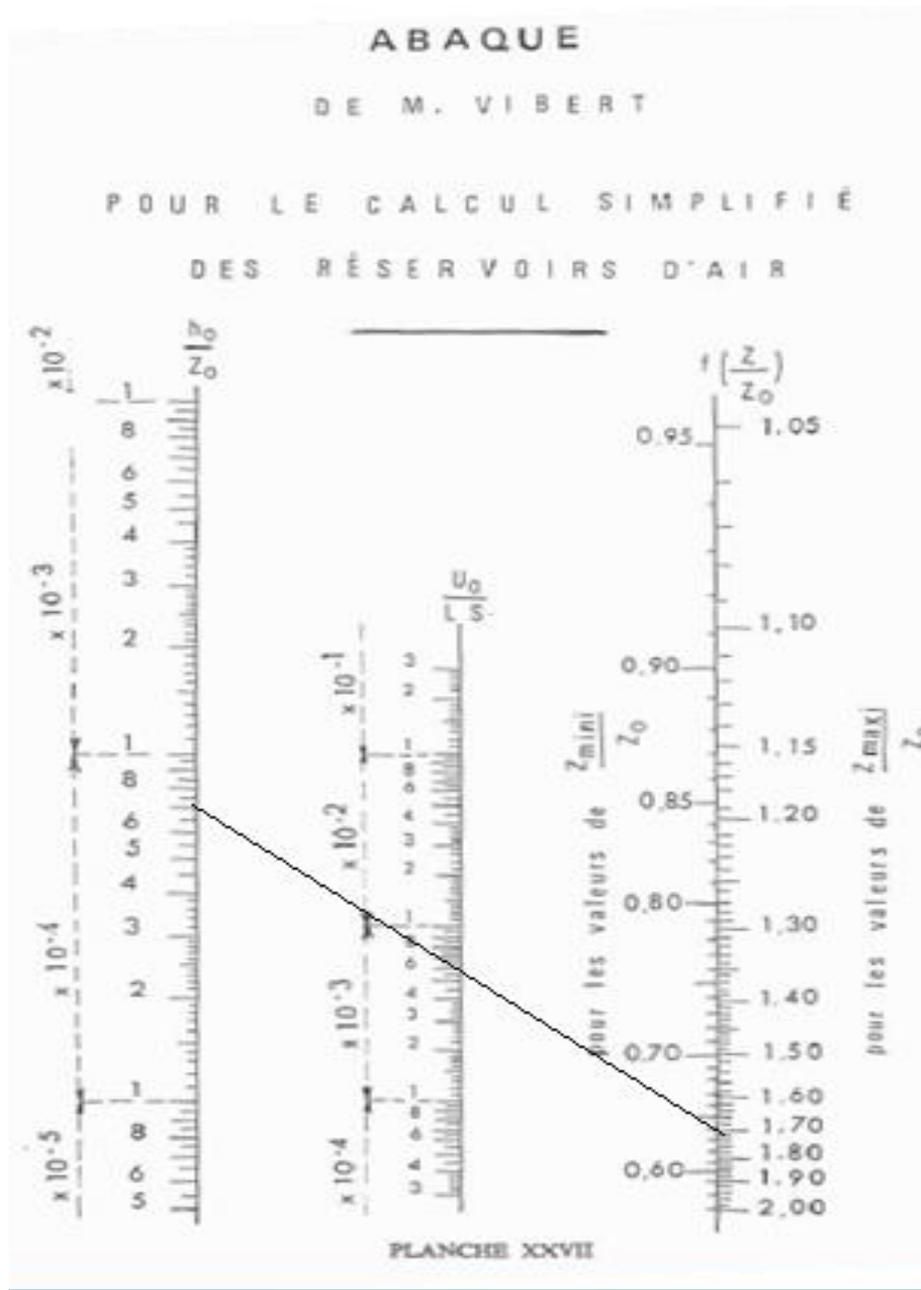


PLANCHE XXVII

Annexe VI. 5 : abaque de Vibert pour la station M12.



Annexe VI. 6 : abaque de Vibert pour la station M1bis.



Annexe VI. 7: abaque de Vibert pour la station SP.