

Higher National School of Hydraulic

The Library

Digital Repository of ENSH



المدرسة الوطنية العليا للري

المكتبة

المستودع الرقمي للمدرسة العليا للري



The title (العنوان):

Renforcement de l'alimentation en eau potable de la ville d'Ain Fakroune à partir du captage de Henchir (w. Oum el Bouaghi) .

The paper document Shelf mark (الشفرة) : 1-0007-15

APA Citation (توثيق APA):

Arar, Salah (2015). Renforcement de l'alimentation en eau potable de la ville d'Ain Fakroune à partir du captage de Henchir (w. Oum el Bouaghi)[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Digital Repository of ENSH aims to limit scientific production, whether published or unpublished (theses, pedagogical publications, periodical articles, books...)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، مقالات، دوريات، كتب....) و بثه على الخط.

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

كل الحقوق محفوظة للمدرسة الوطنية العليا للري.

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE -ARBAOUI Abdellah-

DEPARTEMENT D'HYDRAULIQUE URBAINE

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option : ALIMENTATION EN EAU POTABLE

THEME

**Renforcement de l'alimentation en eau potable de la ville d'Ain fakroune
À partir du captage de henchir (w.Oum el bouaghi)**

PRESENTE PAR :

Mr : ARAR Salah

Devant les membres du jury

Noms et Prénom	Grade	Qualité
M ^r . KHODJET-KESBA Omar	Professeur.	Président
M ^r . DJELLAB Mohamed	M.C.A	Examineur
M ^r . HACHEMI Abdelkader	M.A.A.	Examineur
M ^{me} . BERBACHE Sabah	M.A.A.	Examinatrice
Mr. BOUKHELIFA Mustafa	M.A.B.	promoteur

Septembre- 2015

REMERCIEMENT

Avant tout, je remercie DIEU qui a illuminé mon chemin et qui m'a armé de courage pour achever mes études.

Mes remerciements à ma mère et mon père...Je remercie fortement mon promoteur Mr: BOUKHELIFAM m'avoir orienté par ses conseils judicieux dans le but de mener a bien ce travail.

Par la même occasion je remercie :

Les membres du jury qui m'ont honoré par leur présence et qui vont juger mon travail.

Mes Enseignants de l'ENSH pour leurs contributions à ma formation d'ingénieur d'état en hydraulique.

Mes remerciements vont également à : toute ma famille, et tous mes amis.

Qu'il me soit permis de remercier toutes les personnes qui ont Contribuées de près ou de loin à la réalisation de ce mémoire.

ARAR Salah
Septembre 2015

DÉDICACE

Je Dédie ce modeste travail

Spécialement à mes très chers parents pour leurs Sacrifices, leur

Aide et leur soutien.

À mon promoteur Mr : Boukhelifa.M

À mes frères et ma sœur FOUZI, NABIL, AMINA

Mon ami lafolia .B

À toute la famille ARAR

*À mes Amis : LOTFI (octavius), Zaki, Houssam, Aissa, et tous le groupe bu
bureau HPE*

*À tous mes amis d'hier et d'aujourd'hui avec qui j'ai passé les plus beaux
moments de ma vie spécialement le groupe d'ÆPISTE et tous mes
camarades de l'ENSH et de la cité 3.*

ARAR Salah
Septembre 2015

:

تعاين المجموعة الحضرية بمدينة عين فكرون ولاية ام البواقي من عجز واضح في مجال
التزويد بالمياه الصالحة للشرب مما يستدعي شاملة لتحسين الوضع.

من خلال هذه المذكرة سندرس مشروع التزويد بالمياه الصالحة للشرب من حقل آبار المياه
الجوفية الواقع بمنطقة الهنشير نحو المدينة.

تشمل هذه الدراسة تحديد أبعاد أنابيب النقل وحجم الخزانات و محطة الضخ.

الأخير تطرقنا إلى طريقة إنجاز المشروع و مختلف الإمكانيات المسخرة لإنهائه.

Résumé :

Le Groupe urbain d'Ain Fakroun à Oum El Bouaghi Province, souffre d'un net déficit en eau potable, qui pousse à faire une étude globale pour améliorer sa situation.

Dans ce projet, nous allons étudier le mémorandum valable pour l'alimentation en eau potable à partir des puits d'eau du champ El henchr vers la ville .Cette étude consiste à déterminer les dimensions de la conduite de transport, la taille des réservoirs et la capacité des stations de pompage ainsi que les différents moyens d'y parvenir.

Abstract:

The Urban Group called is Fakroun is suffering in Oum El Bouaghi a deficit drinking water supply, which calls for a comprehensive study to improve the situation.

Through this project, we will study drinking water supply from groundwater well in El Henchr to the city of this study .To determine the dimensions of the pipeline, the size of reservoirs and pumping station desalt with the way of realizing this project.

SOMMAIRE

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

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

I.1.Introduction.....	2
I.2. Situation géographique et administrative.....	2
I.3. développement de la ville	3
I.4. hydraugraphie	4
I.5. climatologie	5
I.6. la pluviométrie annuelle.....	5
I.7. les températures	6
I.8. géologie.....	6
I.9. sismicité.....	7
I.10. situation hydraulique	7
I.11. ouvrage de stockages de la ville.....	8
I.12. le fonctionnement.....	9
I.13. conclusion	10

Chapitre II: estimation des besoins en eau

II.1. Introduction	11
II.2. Evolution de la population à l'horizon d'étude	11
II.3. Estimation des besoins en eau potable	12
II.4. L'évaluation de la consommation moyenne journalière	13
II.4.1.Les besoins domestiques	13
II.4.2.Les facteurs de majorations	14
II .5. Besoins globaux actuels et future	16
II.5.1. Besoin du jour moyen.....	16
II.5.2. Besoin du jour de pointe.....	17
II.5.3. récapitulatif des besoins globaux actuels et futurs	17
II.6. les consommations maximale et minimale journalière.....	18
II.6.1. consommation maximale journalière	18
II.6.2. consommation minimale journalière	19

II.7. Variation des débits horaires pour l'horizon 2040	19
II.7.1. Les graphes de consommations	21
II.8. Adéquation besoins-ressources.....	22
II.8.1. Bilan besoin globaux-ressources globales actuel	23
II.9. Conclusion	24

Chapitre III : étude de l'adduction

III.1. Introduction	25
III.2. définition	25
III.3. type d'adduction.....	25
III.4. type d'écoulement	26
III.4.1. écoulement à surface libre.....	26
III.4.2. écoulement en charge	26
III.5. principe du choix du tracé	26
III.6. choix du matériau de la conduite.....	26
III.7. conduite d'adduction et raccordement des forages	27
III.7.1. méthodologie et hypothèse de calcul hydraulique	27
III.7.1.1. cas gravitaire	28
III.7.1.1.1. le diamètre avantageux	28
III.7.1.1.2. la vitesse d'écoulement	29
III.7.1.2. cas de refoulement.....	29
III.7.1.2.1. calcul des pertes de charge	30
III.7.1.2.2. calcul de la hauteur manométrique totale.....	31
III.7.1.2.3. puissance absorbée par la pompe	32
III.7.1.2.4. énergie consommé par la pompe	32
III.7.1.2.5. frais d'exploitation	32
III.7.1.2.6. frais d'amortissement	32
III.7.1.3. vérification du coup de bélier.....	33
III.8. proposition des variantes de tracées	35
III.9. étude des variantes	38
III.9.1 variante N01	38
III.9.1.1. détermination du diamètre économique de la conduite (forage E3-bâche B600)	38
III.9.1.2. tronçons (bâche B600-R1000 el faroukh)	42
III.9.1.3. tronçon (forage C9-bâche BE10)	45

III.9.1.4. tronçon (forage F10-BE10)	49
III.9.1.5. tronçon (BE10-R1000 el faroukh).....	52
III.9.1.6. le bilan global pour la première variante.....	55
III.9.2. variante N02	55
III.9.2.1. tronçon (F10- réservoir tampon projeté R1000)	56
III.9.2.2. tronçon (C9- réservoir tampon projeté R1000)	58
III.9.2.3. tronçon (AF2 - réservoir tampon projeté R1000).....	61
III.9.2.4. tronçon (C8 - réservoir tampon projeté R1000)	64
III.9.2.5. dimensionnement de l’adduction gravitaire tronçon (R.T projeté- R el faroukh)	67
III.9.2.5.1. hypothèse de dimensionnement de la conduite d’adduction	67
III.9.2.5.2. calcul de la perte de charge pour la deuxième variante.....	68
III.9.2.5.3. calcul des paramètres hydraulique	69
III.9.2.5.4. le bilan global pour la deuxième variante	69
III.9.3. comparaison entre les deux variantes et choix de la variante adéquate	70
III.9.4. vérification du coup de bélier.....	71
III.10. conclusion.....	73

Chapitre IV : ouvrage de stockage

IV.1. Introduction	74
IV.2. Définition	74
IV.3. Fonction des réservoirs	74
IV.3.1. fonction technique des réservoirs.....	74
IV.3.2. fonction Économiques des réservoirs	75
IV.4. classification des réservoirs	75
IV.5. emplacement des réservoirs	76
IV.6. type des réservoirs existants.....	76
IV.7. capacité des réservoirs	77
IV.7.1. La méthode analytique	77
IV.8. détermination de résidu maximum dans les réservoirs	77
IV.8.1. méthode graphique	78
IV.9.vérification du volume de stockage de réservoir de distribution	78
IV.10. vérification du volume de stockage du bache de reprise B600 et BE10.....	81
IV.11. les équipements des réservoirs	83
IV.11.1. la conduite d’arrivée	83

IV.11.2. la conduite de départ	83
IV.11.3. la conduite du trop plein.....	83
IV.11.4. la conduite de vidange.....	83
IV.11.5. la conduite by-pass.....	83
IV.11.6. matérialisation de la réserve d'incendie.....	83
IV.12. entretien des réservoirs.....	84
IV.13. hygiène et sécurité.....	84
IV.14. traversée des conduites dans les parois du réservoir.....	84
IV.15. conclusion	87

Chapitre V : Etude du pompage

V.1. Introduction	88
V.2. les différents types de pompes centrifuges.....	88
V.3. choix des pompes	89
V.4. choix du nombre de pompe	89
V.5. couplage des pompes.....	90
V.6. choix du type d'installation	91
V.6.1. description des groupes électropompes immergées	91
V.7. choix des la pompes immergée pour les forages E3, C9, F10.....	91
V.7.1. forage E3	91
V.7.1.1. courbes caractéristiques de pompe de forage E3.....	92
V.7.1.2. la courbe caractéristique de la conduite (E3-B600)	94
V.7.1.3. point de fonctionnement.....	96
V.7.2. forage C9	97
V.7.2.1. courbe caractéristiques de la pompe du forage C9.....	97
V.7.2.2. courbe caractéristiques de la conduite (C9-BE10).....	99
V.7.2.3. point de fonctionnement.....	100
V.7.3. forage F10.....	100
V.7.3.1. courbes caractéristiques de la pompe du forage F10.....	101
V.7.3.2. courbes caractéristiques de la conduite (F10-BE10).....	102
V.7.3.3. point de fonctionnement.....	103
V.7.4. refoulement (BE10-R1000 el faroukh).....	104
V.7.4.1. courbe caractéristique de la bêche BE10.....	104
V.7.4.2. courbe caractéristique de la conduite (BE10-R1000).....	106

V.7.4.3. point de fonctionnement	107
V.7.4.4. adaptation de la pompe aux conditions de fonctionnement données	107
V.8. étude de cavitation	109
V.8.1. les effets de la cavitation	109
V.8.2. choix et dimensionnement du nombre de collecteurs d'aspiration	109
V.8.3. calcul de la hauteur d'aspiration admissible.....	110
V.9. choix du moteur électrique	112
V.9.1. critères de choix.....	112
V.10. encombrement des pompes choisies.....	114
V.11. choix du bâtiment	114
V.11.1. dimensionnement de bâtiment de station de reprise.....	115
V.12. Conclusion.....	117

Chapitre VI : pose de canalisation et accessoires

VI.1. introduction	118
VI.2. pose des canalisations	118
VI.2.1. Le principe de pose des canalisations	118
VI.3. accessoires.....	120
VI.3.1. vannes de sectionnement	120
VI.3.2. ventouses.....	121
VI.3.3. vidange	123
VI.3.4. clapet anti retour	123
VI.3.5. organes de raccordement.....	123
VI.3.6. by-pass	124
VI.3.7. crépines	124
VI.3.8. organes de mesure.....	124
VI.3.8.1. mesure de débit	124
VI.3.8.2. mesure de pression	126
VI.4. profils en long et condition de pose des conduites	127
VI.5. conclusion	129

Chapitre VII : organisation de chantier

VII.1 Introduction.....	130
VII.2. les différents travaux concernant l'adduction	130

VII.2.1. implantation du tracé des tranchées sur le terrain.....	130
VII.2.2. nivellement de la plate forme de pose	130
VII.2.3. exécution des tranchées	130
VII.2.4. pose de lit de sable	131
VII.2.5. pose des conduites	131
VII.2.6. épreuve de joint et de la canalisation.....	132
VII.2.7. Butée remblayage des tranchées	132
VII.2.8. nuvellement et compactage.....	132
VII.3. travaux concernant la bâche de reprise BE10.....	133
VII.4. calcul des volumes des travaux de l’adduction.....	133
VII.4.1. déblais d’excavation	133
VII.4.1.1. la profondeur de la tranchée	133
VII.4.1.2. largeur de la tranchée	133
VII.4.2. lit de sable	134
VII.4.3. remblais compacté	134
VII.4.3.1. volume de la conduite.....	135
VII.5. détermination de la capacité du godé.....	136
VII.5.1. rendement d’exploitation de la pelle choisie	136
VII.5.2. la durée d’excavation.....	136
VII.6. planification des travaux de l’adduction.....	136
VII.6.1. définition des taches et leurs durées	137
VII.7. devis estimatif d’établissement de la conduite de transfert	138
VII.8. conclusion	138

LISTE DES TABLEAUX

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

Tableau I.1 : PDAU de La pluviométrie annuelle la ville Ain Fakroun.....	6
Tableau I.2 : Caractéristiques des sites de production et de leurs équipements.....	8
Tableau I.3 : Localisation des sites de production.....	8
Tableau I.4: Caractéristiques des bâches de reprise.....	9
Tableau I.5: Caractéristiques des ouvrages de stockage.....	9

Chapitre II: estimation des besoins en eau

Tableau II.1: Evolution de la population.....	12
Tableau II.2 : Récapitulation de la consommation domestique [m^3/j].....	13
Tableau II.3 : Typologie agglomération / Strates de population.....	14
Tableau II.4 : Table de coefficient de majoration géo-climatique.....	14
Tableau II.5 : FACTEUR DE MAJORATION (AUTRES USAGERS).....	15
Tableau II.6 : tableau de la consommation totale.....	16
Tableau II.7 : Besoins actuels et futurs journaliers moyens.....	16
Tableau II.8: Besoins actuels et futurs du jour de pointe.....	17
Tableau II.9 : Récapitulatif des besoins globaux actuels et futurs.....	17
Tableau II.10 : Répartition horaire du débit maximum journalier.....	20
Tableau II.11 : Variation du débit horaire.....	21
Tableau II.12 : production totale actuelle par forage.....	23

Chapitre III : étude de l'adduction

Tableau III-1 : Tarif de tube PEHD PN 16.....	27
Tableau III-2 : Coefficients K' , m , β pour différents types de tuyau.....	29
Tableau III.3 : Calcul de la Hauteur Manométrique Total (HMT) du tronçon (E03- B600).....	40
Tableau III-4 : Frais d'exploitation du tronçon (E03- B600).....	40
Tableau III-5 : Frais d'amortissement du tronçon (E03- B600).....	41
Tableau III-6 : Cout total du tronçon E03- B600.....	41

Tableau III-7: les caractéristiques de la conduite (E03- B600).....	42
Tableau III-8: Calcul de la Hauteur Manométrique Total (HMT) du tronçon (B600-R1000).....	43
Tableau III-9: Frais d'exploitation du tronçon (B600-R1000).....	43
Tableau III-10: Frais d'amortissement du tronçon (B600-R1000)	44
Tableau III-11: Cout total du tronçon (B600-R1000)	44
Tableau III-12: les caractéristiques de la conduite (B600-R1000).....	44
Tableau III-13 : Calcul de la Hauteur Manométrique Total (HMT) du tronçon (C9- B E10).....	45
Tableau III-14: Frais d'exploitation du tronçon (C9- B E10).....	47
Tableau III-15: Frais d'amortissement du tronçon (C9- B E10).....	48
Tableau III-16: Cout total du tronçon (C9- B E10).....	48
Tableau III-17: les caractéristiques des conduites (C9- B E10)	48
Tableau III-18: Calcul de la Hauteur Manométrique Total (HMT) du tronçon (F10- B E10).....	49
Tableau III-19: Frais d'exploitation du tronçon (F10- B E10).....	50
Tableau III-20: Frais d'amortissement du tronçon (F10- B E10)	50
Tableau III-21: Cout total du tronçon (F10- B E10).....	51
Tableau III-22: les caractéristiques des conduites (F10- B E10)	52
Tableau III-23: Calcul de la Hauteur Manométrique Total (HMT) du tronçon (BE10-R1000)	53
Tableau III-24 : Frais d'exploitation du tronçon BE10-R1000.....	53
Tableau III-25 : Frais d'amortissement du tronçon (BE10-R1000).....	53
Tableau III-26 : Cout total du tronçon (BE10-R1000).....	54
Tableau III-27 : les caractéristiques de conduite (BE10-R1000).....	54
Tableau III.28: Les bilans de chaque tronçon.....	55
Tableau III.29: caractéristiques des forages (variante gravitaire).....	55
Tableau III.30: les longueurs entre les forages et R1000 projetée.....	56
Tableau III.31: Calcul de la Hauteur Manométrique Total (HMT) du tronçon F10 vers le réservoir Tampon R1000	56
Tableau III.32: Frais d'exploitation du tronçon F10 vers le réservoir Tampon R1000.....	57
Tableau III.33: Frais d'amortissement du tronçon F10 vers le réservoir Tampon R1000.....	57
Tableau III.34: Cout total du du tronçon F10 vers le réservoir Tampon R1000.....	57
Tableau III.35: les caractéristiques de la conduite (F10- réservoir Tampon).....	58
Tableau III.36: Calcul de la Hauteur Manométrique Total (HMT) du tronçon C9 vers le réservoir Tampon R1000	59
Tableau III.37: Frais d'exploitation du tronçon C9 vers le réservoir Tampon R1000.....	59
Tableau III.38: Frais d'amortissement du tronçon C9 vers le réservoir Tampon R1000.....	60

Tableau III.39: Cout total du tronçon C9 vers le réservoir Tampon R1000.....	60
Tableau III.40: les caractéristiques des conduites	61
Tableau III.41: Calcul de la Hauteur Manométrique Total (HMT) du tronçon AF2 vers le réservoir Tampon R1000	62
Tableau III.42: Frais d'exploitation du tronçon AF2 vers le réservoir Tampon R1000	62
Tableau III.43: Frais d'amortissement du tronçon AF2 vers le réservoir Tampon R1000	63
Tableau III.44: Cout total du tronçon AF2 vers le réservoir Tampon R1000.....	63
Tableau III.45: les caractéristiques des conduites	64
Tableau III.46: Calcul de la Hauteur Manométrique Total (HMT) du tronçon C8 vers le réservoir Tampon R1000	64
Tableau III.47: Frais d'exploitation du tronçon C8 vers le réservoir Tampon R1000.....	65
Tableau III.48: Frais d'amortissement du tronçon C8 vers le réservoir Tampon R1000.....	65
Tableau III.49: Cout total du tronçon C8 vers le réservoir Tampon R1000.....	66
Tableau III.50: les caractéristiques des conduites.....	67
Tableau III.51: Diamètre calculé pour l'adduction gravitaire	68
Tableau III.52: Paramètres hydrauliques de la partie gravitaire.....	69
Tableau III.53: Le bilan de chaque tronçon.....	70
Tableau III.54: comparaison entre le coût des deux variantes.....	70
Tableau III.55: le dimensionnement final de l'adduction.....	70
Tableau III.56: Valeurs du coup de bélier dans le tronçon forage E03-B600m ³	71
Tableau III.57: Valeurs du coup de bélier dans la bêche de reprise B600.....	71
Tableau III.58: Valeurs du coup de bélier dans la bêche de reprise	72
Tableau III.59: Valeurs du coup de bélier dans la bêche de reprise	73
Tableau III.60: Valeurs du coup de bélier dans la bêche de reprise	73

Chapitre IV : ouvrage de stockage

Tableau (IV.01): Caractéristiques des stations de reprise.....	76
Tableau (IV.02): Caractéristiques du réservoir de stockage.....	76
Tableau (IV.03): Evaluation du volume résiduel du réservoir d'El faroukh.....	79

Chapitre V : Etude du pompage

Tableau (V.1) : variantes pour le choix du type de pompe immergée de forage E3.....	92
Tableau (V.2) : les caractéristiques du groupe électropompe choisi pour E3.....	92
Tableau (V.3) : courbe caractéristique de la conduite (forageE3-bêche de reprise B600).....	95
Tableau (V.4) : variantes pour le choix du type de pompe immergée de forage C9.....	97
Tableau (V.5) : les caractéristiques du groupe électropompe choisi pour C9.....	97

Tableau (V.6) : courbe caractéristique de la conduite (forage C9-bâche de reprise B E10.....	99
Tableau (V.7) : variantes pour le choix du type de pompe immergée de forage F10.....	100
Tableau (V.8) : les caractéristiques du groupe électropompe choisi pour F10.....	101
Tableau (V.9) : courbe caractéristique de la conduite (forage F10-bâche de reprise B E10)...	102
Tableau V.10:Caractéristiques des pompes de la bâche de reprise BE10.....	104
Tableau V.11 : les caractéristiques du pompes de la bâche de reprise BE10.....	104
Tableau (V.12) : courbe caractéristique de la conduite (bâche de reprise BE10-R1000).....	106
Tableau V.13: Variation de la tension de vapeur d'eau en fonction de la température.....	111
Tableau V.14: Coefficient de correction en fonction de la puissance.....	113
Tableau V.15 : Choix du type de bâtiment.....	114
Tableau V.16 : dimensions du bâtiment de la station de pompage.....	117

Chapitre VII : pose de canalisation et accessoires

Tableau VI.1: le choix de la ventouse en fonction du diamètre de la conduite.....	122
---	-----

Chapitre VII : organisation de chantier

Tableau VII.1: calcul du volume du déblai de l'adduction.....	134
Tableau VII.2: calcul du volume du lit de sable.....	134
Tableau VII.3:calcul du volume des conduites.....	135
Tableau VII.4:Volumes des travaux de l'adduction.....	135
Tableau VII.5 : Capacité du godet en fonction du volume de terrassement.....	136
Tableau VII.6: Temps de réalisation des opérations de l'adduction.....	137
Tableau N°VII.7 : Devis estimatif de l'établissement de la conduite de transfert.....	138

LISTE DES FIGURES

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

Figure I.1 : la situation géographique de la ville dans la carte de la wilaya.....	2
Figure I.2 : Plan de situation de la ville Ain Fakroun.....	3
Figure I.3 : PDAU de la ville Ain Fakroun	4

Chapitre II: estimation des besoins en eau

Figure II.1 : Evolution de la population d'Ain fakroun.....	12
Figure II.2 : Evolution des besoins globaux actuels et future.....	18
Figure II.3 : histogramme de la consommation pour toute l'agglomération.....	22
Figure II.4 : courbe intégrale de la consommation totale de l'agglomération.....	22

Chapitre III : étude de l'adduction

Figure III-1 : schéma de la variante N01.....	36
Figure III-2 : schéma de la variante N02.....	37
Figure III-3: l'implantation du réservoir 1000m ³ projetée	37
Figure III-4 : site de la bache de reprise B600.....	39
Figure III-5 : bilan des frais d'amortissement et d'exploitations du tronçon E03- B600.....	42
Figure III-6 : bilan des frais d'amortissement et d'exploitations du tronçon (B600- R1000).....	45
Figure III-7 : site de la bache de reprise E10.....	46
Figure III-8 : bilan des frais d'amortissement et d'exploitations du tronçon (C9- B E10).....	49
Figure III-9 : bilan des frais d'amortissement et d'exploitations (F10- B E10).....	52
Figure III-10 : bilan des frais d'amortissement et d'exploitations (BE10-R1000).....	54
Figure III-11 : bilan des frais d'amortissement et d'exploitations du tronçon F10 vers le réservoir Tampon R1000.....	58

Figure III-12 : bilan des frais d'amortissement et d'exploitations réservoir Tampon du tronçon C9 vers le R1000	61
Figure III-13 : bilan des frais d'amortissement et d'exploitations du tronçon AF2 vers le réservoir Tampon R1000	63
Figure III-14 : bilan des frais d'amortissement et d'exploitations du tronçon C8 vers le réservoir Tampon R1000.....	66

Chapitre IV : ouvrage de stockage

Figure IV.1 : tarif SONALGAZ.....	78
Figure IV.2: Traversée des conduites (manchon à bout lisse).....	85
Figure IV-3:Traversée des conduites (Gaine en fon).....	85
Figure IV-4 : Coupe transversale d'un réservoir semi-enterré * EL faroukh *.....	86

Chapitre V : Etude du pompage

Figure V.1: Couplage de deux pompes en série.....	90
Figure V.2: Couplage de deux pompes en parallèle.....	91
Figure V.3: courbes caractéristiques de la pompe de forage E3.....	93
Figure V.4: courbe de la hauteur en fonction du débit : $H=f(Q)$ de forage E3.....	93
Figure V.5: courbe caractéristique de la conduite de refoulement (E3-B600).....	95
Figure V.6: Point de fonctionnement de la pompe du forage E3.....	96
Figure V.7: courbes caractéristiques de la pompe de forage C9.....	98
Figure V.8: courbe de la hauteur en fonction du débit : $H=f(Q)$ de forage C9.....	98
Figure V.9: courbe caractéristique de la conduite de refoulement (C9-BE10).....	99
Figure V.10: Point de fonctionnement de la pompe du forage C9.....	100
Figure V.11: courbes caractéristiques de la pompe de forage F10.....	101
Figure V.12: courbe de la hauteur en fonction du débit : $H=f(Q)$ de forage F10.....	102
Figure V.13: courbe caractéristique de la conduite de refoulement (F10-BE10).....	103
Figure V.14: Point de fonctionnement de la pompe du forage F10.....	103
Figure V.15: courbes caractéristiques des pompes de la bache de reprise BE10.....	105

Figure V.17: courbe caractéristique de la conduite de refoulement (bâche de reprise BE10-R1000).....106

Figure V.18: Point de fonctionnement de la pompe du bâche BE10.....107

Figure V.19: L'encombrement des pompes choisies d'après le logiciel KAPRARI.....114

Chapitre VI : pose de canalisation et accessoires

Figure VI.1 : Pose de canalisation dans un fourreau.....119

Figure VI.2: les différents types de vanne..... 121

Figure VI.3: Les différents types de ventouses.....122

Figure VI.4 : Clapet anti retour.....123

Figure VI.5 : un coude.....123

Figure VI.6 : un Tés.....124

Figure VI.7 : une crépine.....124

Figure VI.8 : Diaphragme.....125

Figure VII.9: Venturi.....125

Figure VII.10 : Tuyère.....126

Figure VI.11 : Manomètre à aiguilles.....126

Figure VI.12: Manomètre à soufflet.....127

Figure VI.13: schéma des différentes couches de remblai.....128

Chapitre VII : organisation de chantier

Figure VII.1 : une pelle mécanique.....131

Figure VII.2 : la pose de lit de sable et les conduites.....131

Figure VII.3 : les phases de remblais.....132

Figure VII.4: Rouleau lisse132

Figure VII.5: un angledozer132

Figure VII.6 : Réseaux à nœuds.....137

Liste des Annexes

Annexe 1- Simulation du coup de bélier tronçon B600- R1000 EL Faroukhe

Annexe 2- Les caractéristiques techniques de la pompe de forage E03

Annexe 3- Les caractéristiques techniques de la pompe de forage C9

Annexe 4- Les caractéristiques techniques de la pompe de forage F10

Annexe 5- Les caractéristiques techniques des pompes de la bache E10

Annexe 6- Les analyses des eaux des forages d'Ain Fakroun

Annexe 7- schéma synoptique de l'adduction

LISTES DES PLANCHES

Planche N°1 : Vue en plan de l'adduction pour l'étude de renforcement de l'AEP de la ville de Ain fakroun w.Oum el bouaghi

Planche N°2 : les accessoires du réseau d'adduction

Planche N°3 : équipements des forages et des stations de pompages

Planche N°4 : profil en long de la conduite d'adduction du tronçon BE10-R1000

Planche N°5 : profil en long de la conduite d'adduction du tronçon B600-R1000

Nomenclature

A : Frais d'amortissement (DA).

a : Fraction horaire du débit maximum journalier.

a : Célérité d'onde (m/s).

C : Capacité de portée du pont roulant (kg).

D : Diamètre (m).

dot : Dotation journalière (l/j/hab.).

E : Energie consommée pendant une année (Kwh).

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

H_0 : Pression minimal (m).

H_r : Hauteur de réserve (m).

H_s : Hauteur du socle (m).

H_p : Hauteur de la pompe (m).

ΔH_t : Perte de charge totale (m).

ΔH_s : Pertes de charge singulières (m).

ΔH_l : Pertes de charge linéaires en (m).

H : Hauteur utile optimale d'eau (m).

i : Taux d'annuités

K : Coefficient correcteur, il est en fonction de la puissance de la pompe.

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

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

K : Dépenses annuelles d'énergie (DA).

n : Durée de l'amortissement de la conduite,

N : Nombre de consommateurs (hab).

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

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

η_p : Rendement de la pompe

η_{acc} : Rendement de l'accouplement,

η_m : Rendement du moteur,

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

PNE : Plan national de l'eau.

P : Puissance de pompage (Kw) .

P_m : Puissance du moteur (watt).

PDAU : plan d'aménagement et architecture urbain

Q_{perte} : Débit des pertes.

Q_{dom} : Débit domestique.

$Q_{moy,j}$: Consommation moyenne journalière (m^3/j).

$Q_{max,j}$: Débit de consommation maximum journalier (m^3/j).

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

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

Q_{tr} : Débit de transit.

Q_{app} : Débit demandé ou débit appelé.

Re : Nombre de Reynolds.

R : Etant la hauteur réservée pour le matelas d'air

R_{\max} : Résidu maximal.

SPE : Métropoles à statuts particuliers

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

S : Section du réservoir (m^2).

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

T_f : Temps de fonctionnement de la pompe

t : Temps de pompage par jour (h).

T_{\min} : Températures minimales mensuelles (c°).

T_{\max} : températures maximales mensuelles (c°).

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

U_0 : Volume d'air comprimé (m^3).

V_n : Capacité normalisée du réservoir (m^3).

V_t : Capacité totale du réservoir de transit (m^3).

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

V_n : Capacité normalisée du réservoir (m^3).

V_{bache} : volume du bache.

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

V_r : Volume de régulation (m^3).

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

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

v : Rugosité absolue de la conduite.

: Prix du Kwh, varie trois fois par jour.

λ : Coefficient de frottement qui est en fonction de la rugosité de la paroi interne de la conduite et du régime d'écoulement.

v : Rugosité absolue de la conduite.

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

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

Introduction
générale

INTRODUCTION GENERALE

L'accès à l'eau potable pour tous est un enjeu vital, facteur de développement social et économique. Mais nous constatons que cet or bleu est très mal géré suite à diverses raisons. Les responsables de la gestion de l'eau se trouvent confrontés à d'énormes défis tels que la nécessité de faire des prévisions d'évolution de la demande en eau, le contexte socio-économique et la disponibilité de l'eau.

Et malgré les coûteux investissements consentis en plusieurs années par l'état, la satisfaction des besoins restait insuffisante. Face à cette situation, l'Algérie a érigé le secteur de l'eau comme une priorité nationale.

Dans ce mémoire de fin d'étude nous allons procéder à l'étude du renforcement de l'alimentation en eau potable de la ville de Ain fakroune à partir du captage de HENCHIR wilaya de Oum el Bouaghi, cette adduction est destinée à assurer les besoins en eau des dites agglomérations à l'horizon 2040.

Ce travail est organisé de manière à couvrir les axes d'analyse suivants :

Dans le chapitre I : une Présentation de la région d'étude (situation géographique, topographique, climat, démographique et hydraulique), et la proposition des problématiques.

Pour le chapitre II : nous avons fait l'estimation des besoins en eau, et nous allons permis d'estimer qu'il ya un déficit en eau potable

Dans Le chapitre III : l'étude de l'adduction qui nous a permis de récapituler notre projet par une étude technico-économique pour le dimensionnement de l'adduction.

Pour le chapitre IV : la vérification et le calcul du volume nécessaire de stockage et le projeter de telle façon à assurer le meilleur fonctionnement de l'adduction.

Dans Le chapitre V : La détermination de type et nombre des pompes et l'application des modes de réglages et le dimensionnement de la station de pompage.

Pour le chapitre VI : 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.

Dans Le chapitre VII : Les différents travaux qu'on doit le faire pour réaliser un projet d'adduction et nous allons estimer un devis estimatif.

CHAPITRE I :

Présentation de la zone d'étude

Chapitre -I-

PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

I.1- Introduction

Avant tout projet d'alimentation en eau potable, l'étude du site est nécessaire pour connaître toutes les caractéristiques du lieu et les facteurs qui influent sur la conception du projet. Parmi ces facteurs, nous citons :

Les données relatives à l'agglomération, les données hydrauliques propres au système d'alimentation en eau potable, ainsi que la connaissance de la géologie, la climatologie et la sismicité du site qui nous permettront de prendre les dispositions nécessaires lors de la réalisation des travaux.

I.2- Situation géographique et administrative

La ville D'AIN FAKROUN est considérée parmi les grandes daïras de la wilaya D'OUM EL BOUAGHI. Elle est limitée :

- ◆ Au nord par les communes de SIGUS, EL AMIRIA.
- ◆ Au l'Est par la communes OUM EL BOUAGHI et AIN DISS.
- ◆ Au Sud par la commune D'EL FEDJOUJ.
- ◆ Au l'Ouest par la commune de HENCHIR TOUMGHANI.

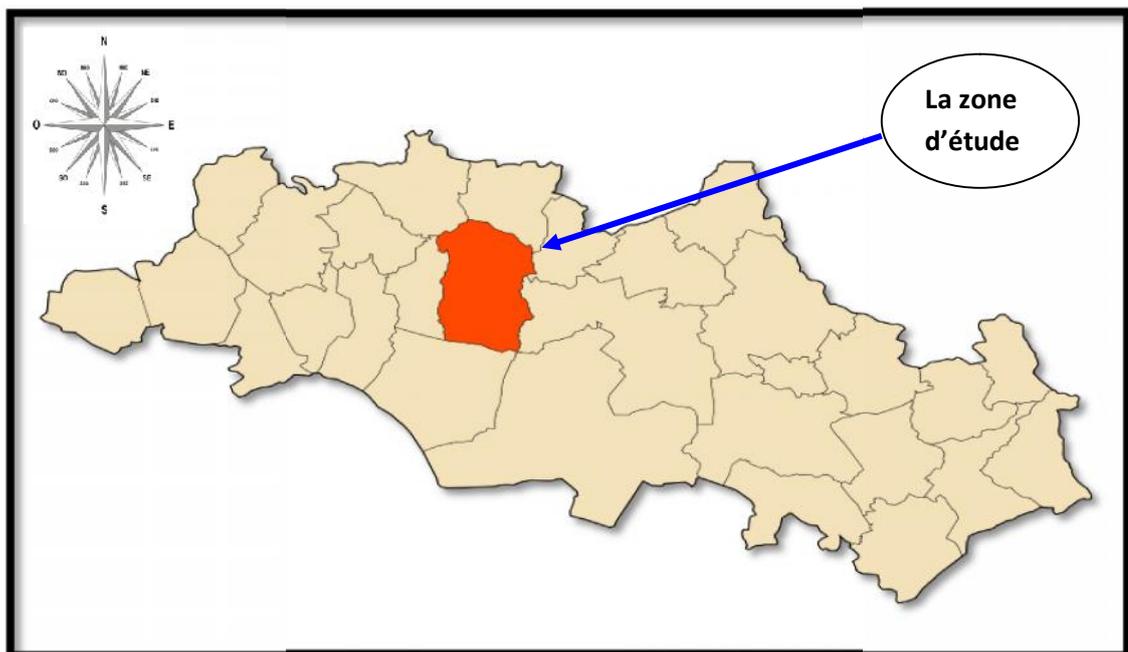


Figure I.1 : la situation géographique de la ville dans la carte de la wilaya à l'échelle 1 /200000 (source : DRE)

La commune de Ain Fakroun est considérée comme commune urbaine du fait que plus de 60% de sa population vit dans le chef lieu de commune. Elle se trouve à une altitude de 956m au dessus du niveau de la mer, entouré de quelques petites montagnes isolées: Dj Feroukh au Sud – Est Dj Hazema à l'Est et Dj Hireche et Dj Fortass. Ouled Aziz au Nord – Est Dj Guerioun et Fortass à l'Ouest et Dj loussalit au Nord –Ouest.

La commune d'AIN FAKROUN est située dans les hautes plaines constantinoises au N.E des Aurès et au Nord des pays des lacs, entre 6°45 et 6,57 de longitude et 35°50 et 34,23 de l'altitude elle s'étend sur 11,5 km environ du Nord au Sud et sur 07 km d'Est en Ouest et couvre ainsi une superficie de 797km².

AIN FAKROUN est situé à 58 km de Constantine, 36 km d'Ain M'lila 32 km D'OUUM EL BOUAGHI (chef- lieu de wilaya), 57 km D'AIN BEIDA, 142 km de Tébessa et 105 km de Batna.

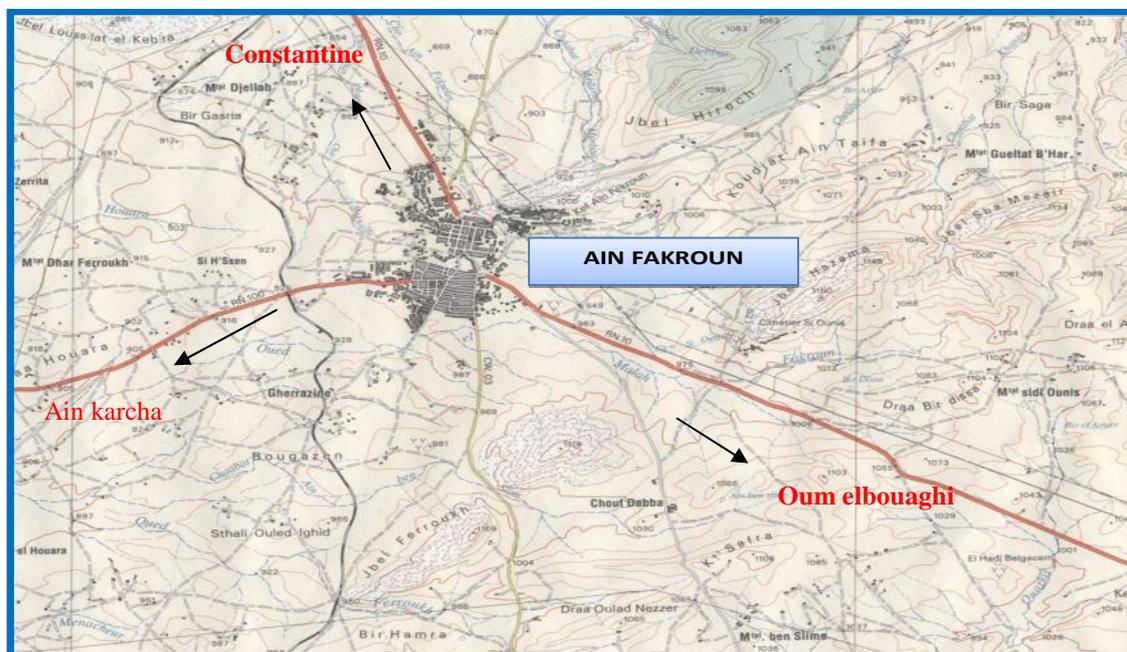


Figure I.2 : Plan de situation de la ville Ain Fakroun (source : DRE)

1.3- Développement de la ville

Le tissu urbain est caractérisé par des concentrations de population et d'habitations très variables ce qui explique le développement rapide de l'urbanisation de la ville.

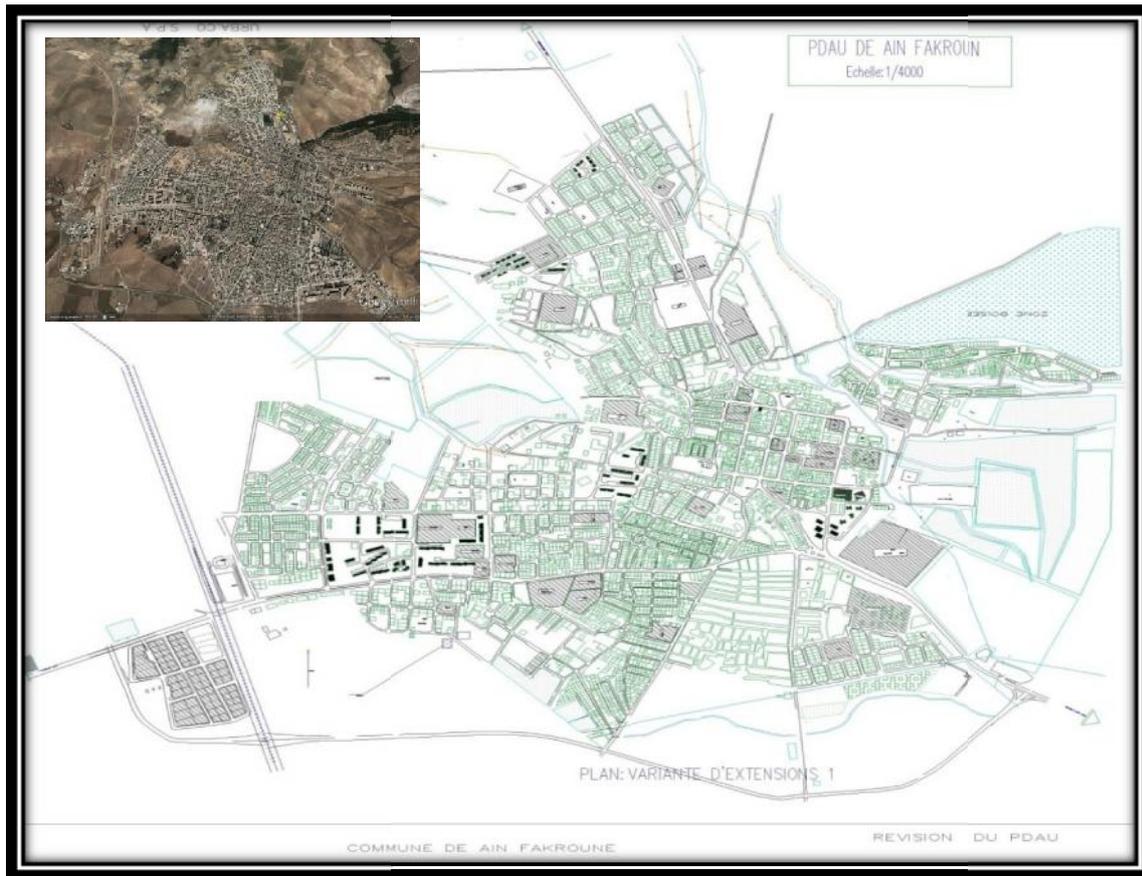


Figure I.3 : PDAU de la ville Ain Fakroun

1.4- Hydrographie

Les ressources en eaux souterraines et superficielles dans la commune ne sont pas évaluées actuellement. La carte topographique d'Ain Fakroun nous permet de constater l'absence totale d'oueds permanents. Ils sont à secs presque toute l'année. On trouve des points d'eau dans plusieurs endroits qui indique l'existence de réserves d'eau souterraines.

- **Les eaux Superficielles :** Les sources d'information à travers lesquelles il serait possible de traiter quantitativement ce secteur font malheureusement défaut. Les données disponibles (enquête sur place ANAT) signalent l'existence de deux retenues collinaires: El Khauga et El-Quastania fortement envasée. Ces ouvrages mobilisent respectivement 20.000 M³ / An et 30.000 M³ /An destinées toutes deux à l'irrigation de petites parcelles dans la plaine de Ain Fakroun. Ces retenues sont dans un état de dégradation très avancé et sont irrécupérables.
- **Les eaux Souterraines :** Elles sont mobilisées surtout aux moyens de puits individuels et de forages dont la répartition et la suivante : 5 forages fonctionnels avec des débits variables qui se répartissent comme suit:
 - H22 débit 30 L /S
 - C8 débit 15 L /S

- F1 débit 17 L/ S
- F2 débit 15 L/S
- AF2 débit 25 L/S

Quant aux capacités de stockage elles sont de l'ordre de 4600 M3 repartis comme suit :

- 1 bâche à eau de 600 M3
- 1 bâche à eau de 200M3
- 2 réservoirs totalisant 2 x 1000 M3 l'un surélevé et l'autre semi enterré
- 2 réservoirs de 2 x 275 M3
- 1 réservoir de 7000 M3
- 1 réservoir de 500 M3

1.5- Climat

Le climat de la commune de Ain Fakroun est celui des hautes plaines telliennes en général, les reliefs s'élèvent bien vers le Nord Est lorsqu'on se rapproche de L'Atlas Tellien.

L'éloignement de la mer et la présence au Nord des reliefs élevés de la chaîne numidique faisant obstacle aux influences maritimes fait que le climat Est homogène; faible nébulosité (vapeur+ nuages), grande sécheresse de l'air entraînant un réchauffement du sol important, le jour et un fort refroidissement la nuit. L'hiver est rigoureux, avec de grands froids les vents d'Ouest dominants et glaciaux pendant presque toute la saison. Le ciel est presque toujours couvert de nuages sombres et bas, poussés vers l'Est, donnant des chutes brèves de neige sans accumulation et suivies de près d'une pluie de longue durée. C'est la période de l'année où la pluviométrie atteint son maximum. Le printemps est caractérisé par des gelées blanches tellement importantes qu'elles causent certaines années de grands dégâts aux cultures.

1.6- La pluviométrie annuelle

La pluviométrie enregistrée dans la commune de Ain Fakroun varie d'une année à l'autre et selon l'altitude. Le Chef- Lieu qui se trouve à 956m au dessus du niveau de la mer, reçoit 450mm moyenne enregistrée entre les années 1946 et1954.

- Djebel oum Kecherid = 600 à 700 mm
- Djebel Fortass Ouled Azziz = 500 à 600 mm
- Djebel Foum Allik = 700 à 800 mm
- Djebel Fortass et Guérioun = 700 à 800 mm

Tableau I.1 : PDAU de La pluviométrie annuelle la ville Ain Fakroun

période	1946- 1947	1947- 1948	1948- 1949	1949- 1950	1950- 1951	1951- 1952	1952- 1953	1953- 1954
Pluviométrie mensuel	371,0	476,1	403,5	410,2	421,8	530,3	517,3	451,1

Source : DRE

La pluviométrie moyenne enregistrée durant l'année 2003 est de 450mm.

1.7- LES TEMPERATURES

Par manque de données climatologiques ces dernières années, les seules mesures dont on puisse faire état sont celles des moyennes de Constantine et Batna, relatives à une période de 25 ans, allant de 1947 à 1972.

1.8- Géologie (d'après DRE)

On se trouve dans une zone où interfèrent les domaines " sahariens et tellien, l'emplacement des chaînes telliennes fut occupé au secondaire et tertiaire par un fossé de sédimentation. La limite Sud est marquée par une importante ligne de chevauchement dit Sud tellien et les hautes plaines correspondent à une zone surélevée où la couverture néritique (sédiments marins) déposée sur la plateforme continentale des terrains crétacés et éocène est moins épaisse que dans les chaînes telliennes et peu plissée.

Le terrain le plus ancien affleurant dans la région étudiée est le trias, essentiellement constitué d'argiles bariolées, le plus souvent rouge à gypse, avec des cristaux de quartz bipyramide et plus souvent des blocs d'ophites localement existant et des calcaires jaunes ou gris en plaquettes. Cet ensemble représente le trias supérieur et moyen.

1.9- Sismicité

Nous pouvons dire suivant les « Règles Parasismiques Algériennes RPA2003 » qui ont été approuvées par la commission technique permanente pour le contrôle technique de la construction (réunion du 4 Décembre 2003), que notre région se situe dans la classe qui représente un risque moyen (Zone 2).

I.10- Situation hydraulique

Les ressources en eau de la ville est composent :

- **Ressources superficielles :** ouedes (oued ourkiss)
- **Ressources souterraines :**

Elles sont mobilisées surtout au moyens de puits individuels et de forages dont la répartition et la suivante (F1. F2. AF2.C8. H22).

Les Cinq (05) forages alimentent actuellement la ville :

- ✓ **F1 :** situé a environ 8 km au sud ouest près de Henchir Akrba.
- ✓ **F2 :** situé à coté du F1.
- ✓ **H22 :** situé 4km plus au sud ouest que F2.
- ✓ **C8 :** situé à 3km au sud ouest de H22 (Actuellement le forage C8 est arrêté)
- ✓ **AF2 :** situé dans l'endroit d'Amezdour

Les cinq forages mobilisent un débit de **102 l/s** répartissent comme suit :

Tableau I.2 : Caractéristiques des sites de production et de leurs équipements

Type	Nom	Débit (l/s)	HMT (m)	Pompe	Nombre d'heure de pompage	Observation
Forages existants	F1	17	200	immergée	20	-
	F2	15	100	immergée	20	-
	H22	30	124	immergée	20	-
	AF2	25	60	immergée	20	-
	C8	15	-	immergée	20	-

Tableau I.3 : Localisation des sites de production

Type	Nom	Désignation	Coordonnées (UTM32 WGS 84)		Coordonnées (LamNA)		
			X	Y	X	Y	Z (GPS)
Forages Existants	F1	Lekmin	298123.15	3977714.63	866.533	299.510	852
	F2	Lekmin	298130.63	3977684.43	866.542	299.481	852
	H22	Fagrih	299187.69	3974037	867.832	295.911	871
	AF2	Amezdour	300640.48	3974700.81	869.232	296.765	889
	C8	Amezdour	301402.10	3975237.16	869.963	297.251	893

I.11- Ouvrages de stockage de la Ville D'AIN FAKROUN (actuel)

les ouvrages de stockage et les stations de reprise sont :

➤ Bâche de reprise

La ville de AIN FAKROUN contient deux (02) bâche de reprise répartissent comme suit :

Tableau I.4: Caractéristiques des bâches de reprise

Désignation	Nom	Etat	Capacité (m ³)	Nombre de pompe	HMT (m)	Débit (l/s)	Année de mise en service
Arkoub	B 600	Enterre	600	02	125	57	1987
Oum kechrid	E10	Enterre	200	02	80	25	2006

➤ Réservoirs

Cinq (05) réservoirs permettent de recevoir les eaux et de les distribuer :

- ✓ **R1 : 1000m³** au sol 2km au sud de la ville.
- ✓ **R2 :500 m3** au sol à 1.5km au sud est de la ville.
- ✓ **R3 :1000 m3** surélevé au centre ville.
- ✓ **R4 :2*275 m3** au centre ville coté de R3.
- ✓ **R5 :700 m3** au centre ville (Setha).

La capacité de stockage globale de la ville est de **3750m³**

- Les caractéristiques des ouvrages de stockage se trouvent dans le tableau suivant :

Tableau I.5: Caractéristiques des ouvrages de stockage

Désignation	Etat	Capacité (m ³)	Année de mise en service	Coordonnées (UTM32 WGS 84)		Coordonnées (LamNA)		
				X	Y	X	Y	Z (GPS)
El faroukh	Semi en terre	1000	1992	308260.70	3981077.38	876.428	303.519	976
Centre-ville	Surélevé	1000	1995	308384.330	3982865.41	876.436	305.310	950
Centre-ville	Semi en terre	2*275	1959	308350.01	3982896.61	876.399	305.339	950
Setha	Surélevé	700	1978	308058.49	3982475.07	876.136	304.900	956
Kafelouise	Semi en terre	500	2004	309884.02	3983235.42	877.908	305.776	990

1.12- Le Fonctionnement :

Les eaux mobilisées sont transférées vers les réservoirs par le réseau d'adduction décrit ci-dessous :

- ✓ Les forages F1, F2, H22 alimente la bache de reprise 600 qui refoule les eaux vers le Réservoir de El Feroukhe R1000m³.

Les forages C8 et AF2 alimentent la bache 200m³ BE10 qui refoule les eaux vers le réservoir R1000m³. Ce dernier qui alimenté la ville par l'alimentation des deux réservoirs surélevés 1000m³ et le réservoir 700m³; les réservoirs 2*275m³ ainsi que le réservoir 500m³.

 Un schéma synoptique explicatif et disposer en annexe N07

I.13- Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons essayé de représenter la ville, connaître la topographie, le climat et l'état actuel du système d'alimentation en eau potable à partir des informations disponibles dans la région à étudier.

CHAPITRE II :

Estimation des besoins en eau

Chapitre -II-**ESTIMATION DES BESOINS EN EAU****II.1- Introduction**

L'estimation des besoins en eau d'une agglomération nous exige de donner une norme fixée pour chaque catégorie de consommateur. Cette norme unitaire (dotation) est définie comme un rapport entre le débit journalier et l'unité de consommateur (agent, élève, lit,...etc.).

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.2- Evolution de la population à l'horizon d'étude

Le nombre d'habitants, pour différent horizon, est établi à partir des résultats du recensement ONS de 2008, et des taux de croissance pris constant dans le temps.

Pour l'estimation de la population future, nous prenons un horizon de **25 ans**

La population aux horizons court, moyen et long terme est estimée moyennant la formule dite des intérêts composés :

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

Où

P_f : Population à l'horizon de calcul ;

P_0 : population de référence.

T : Taux d'accroissement de la population (%);

n : Nombre d'années projetées.

La population en 2008 (référence) de la ville Ain Fakroun est 48804 et le taux d'accroissement égal 1.6% selon ONS.

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

Tableau II.1: Evolution de la population

Horizon	2008	2010	2013	2015	2020	2025	2030	2035	2040
Population estimée (hab)	48804	50378	52835	54540	59045	63922	69202	74918	81106

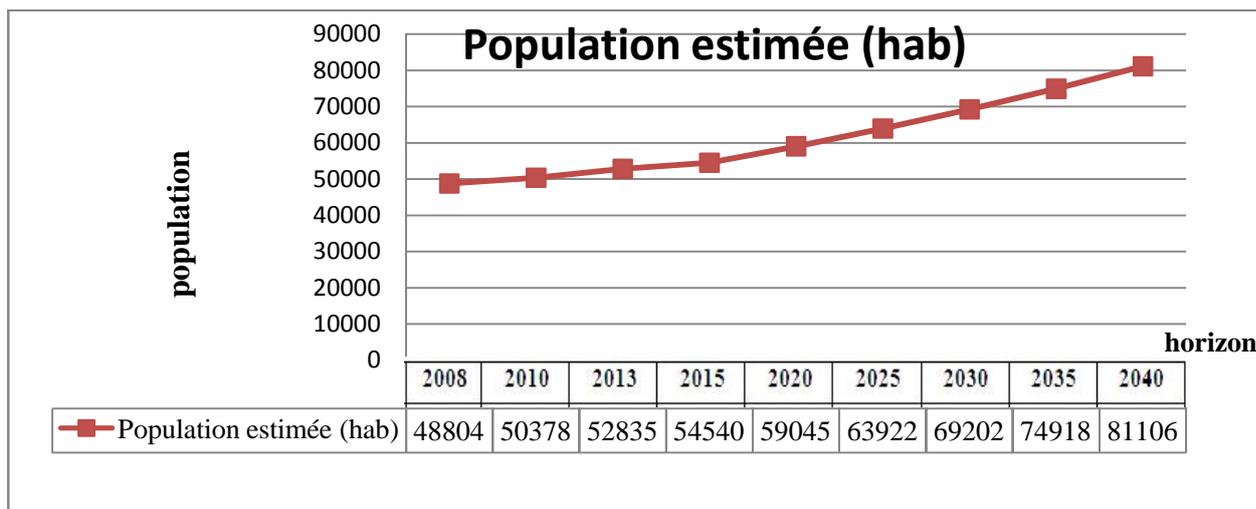


Figure II.1 : Evolution de la population d'Ain fakroun

- On voit donc à travers ces estimations que la population va continuer à s'accroître de manière moyenne, puisque l'augmentation du nombre d'habitants dépasse les 30% entre les années 2008 et 2040.

II.3- Estimation des besoins en eau potable

La consommation actuelle des abonnés de la ville d'Ain Fakroun n'est pas connue précisément pour différentes raisons, qui sont principalement :

- L'absence de compteurs chez les abonnés.
- L'existence de compteurs mais trop âgés et déficients ou insuffisamment précis.
- L'existence de piquages illicites.

Les différents types de besoins en eau considérés sont :

- ✓ Les besoins domestiques ;
- ✓ Les besoins des équipements administratifs, commerciaux et de la petite industrie.

Les hypothèses retenues dans cette étude sont rappelées ci-après, à savoir :

- ✓ Le nombre d'habitants, pour différent horizon, est établi à partir des résultats du recensement de la RGPH de 2008,
- ✓ Le taux d'accroissement pris égale à celui calculé par l'ONS,
- ✓ La norme de dotation unitaire retenue dans le cadre d'étude de renforcement de l'AEP pour la ville AIN FAKROUN à partir des forages projeté soit 154 l/j/hab,
- ✓ Les besoins en eau des activités intégrées au tissu urbain (Administration, commerce et industrie) sont difficiles à prévoir sur le long terme, et par conséquent, sera utilisé un taux global de 20%.

II.4- L'évaluation de la consommation moyenne journalière

II.4.1- Les besoins domestiques

- L'estimation des besoins domestiques en eau potable dépend de l'accroissement démographique et de l'amélioration du niveau de vie.
- La consommation moyenne journalière est définie comme étant le produit de la dotation moyenne journalière par le nombre de consommateurs, d'où :

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

- $Q_{moy,j}$ = débit moyen journalier.
- Dot= dotation moyenne en (l/j/hab).
- N= nombre d'habitants.
- Selon la direction de ressource en eau de la wilaya d'Oum El Bouaghi la dotation de la ville Ain Fakroun égale 154 l/j/hab.

Les résultats de calcul des besoins en eau domestique sont regroupés dans les tableaux ci-après :

Tableau II.2 : Récapitulation de la consommation domestique [m^3/j]

Années	Population (hab)	Dotation (L/J/hab)	Consommation (m^3/J)	Débit (l/s)
2008	48804	154	7515,816	86,98
2015	54540		8399,16	97,21
2020	59045		9092,93	105,24
2025	63922		9843,988	113,94
2030	69202		10657,108	123,35
2040	81106		12490,324	144,56

D'après le tableau (II.2) Les besoins domestiques a l'horizon 2040 est égal à: **12490,324** m³/j

- En suivant les hypothèses de calcul de la demande en eau de l'étude d'actualisation du Plan National de l'Eau de 2010 (PNE), la dotation unitaire domestique varie dans le temps et selon la typologie de l'agglomération comme indiqué dans le tableau ci-dessous :

Tableau II.3 : Typologie agglomération / Strates de population

Désignation	Caractéristique
les métropoles à statut particulier de délégation (SPE)	Alger ; Oran ; Constantine ; Annaba
Les métropoles	villes de plus de 300.000 habitants
L'urbain dit «supérieur »	100.000 < pop < 300.000 habitants
L'urbain	20.000 < pop < 100.000 habitants
Semi urbain	5.000 < pop < 20.000 habitants
Semi rural	3.000 < pop < 5.000 habitants
Rural aggloméré	600 < pop < 3.000 habitants
Rural épars	population inférieure à 600 habitants (100 unités d'habitation).

Source PNE

A partir de tableau ci-dessus, la localité d'Ain Fakroun est considérée comme : une ville urbaine.

II.4.2- les facteurs de majorations

1. Majoration climatique

Le coefficient de majoration climatique prend en compte les variations de standard dans l'usage de l'eau entre le Nord, les Hauts Plateaux et le Sud. Pour la ville d'Ain Fakroun située dans les Hauts Plateaux de l'Algérie, le coefficient est égal à 5%.

Tableau II.4 : Table de coefficient de majoration géo-climatique

Unité : %	MAJORATION GEOCLIMATIQUE
REGION SNAT	TAUX DE MAJORATION
Région Nord	0
Région Haut Plateaux	5
Région Sud	15

$$Q_{\text{climat}} = 5\% Q_{\text{domestique}}$$

$$= 0,05 * 12490,324 = 624,52 \text{ m}^3/\text{j}$$

2. Majoration autres usagés

Les besoins administratifs, des commerces et de l'artisanat et petites industries sont considérés comme étroitement liés à la typologie de l'agglomération et sont estimés par application directe aux dotations unitaires domestiques, de coefficients de majoration spécifiques à chaque catégorie d'usagers :

Tableau II.5 : FACTEUR DE MAJORATION (AUTRES USAGERS)

	Taux de majoration des autres usagers			
	Administration	Commerce	Artisanat et petite industrie	total
métropoles à statut particulier de délégation (SPE)	35	17,5	17,5	70
métropoles	30	15	15	60
urbain supérieur	25	12,5	12,5	50
urbain	20	10	10	40
Semi urbain	15	10	10	35
Semi rural	10	7,5	7,5	25
Rural aggloméré	5	5	5	15
Eparse	0	0	0	0

Source PNE

➤ On a le débit domestique : $Q_{\text{moy};j} = 12490,324 \text{ m}^3/\text{j}$, on le majore par 40 %

Donc : le débit moyen journalier des AUTRES USAGERS est égal à 40 % du débit domestique :

$$Q_{\text{moy};j, \text{ usagers}} = 0,4 * 12490,324$$

$$= 4996,13 \text{ m}^3/\text{j}$$

$$= 57,83 \text{ l/s}$$

3. Calcul des pertes du réseau

Les pertes en eau constituent une partie importante de la demande en eau.

Dans l'état actuel, il n'existe pas d'informations confirmées sur la répartition et l'étendue des pertes. A cet effet le rendement du réseau est pris égal à 85% (ce seuil sera atteint après réhabilitation du réseau et à été choisi sur la base des travaux qui sont déjà engagés par la DRE en matière de renouvellement de conduites vétustes).

$$Q_{\text{pertes}} = 15 \% Q_{\text{domestique}}$$

$$= 0.15 * 12490,324$$

$$= 1873,55 \text{ m}^3/\text{j}$$

Le tableau suivant représente tous les déferents consommateurs :

Tableau II.6 : tableau de la consommation totale

Horizon	2040
Population estimée (hab)	81106
Consommation domestique (m3/j)	12490,324
Consommation des équipements (m3/j)	4996,13
Débit climatique (m3/j)	624,52
Pertes (m3/j)	1873,55
Consommation totale (m3/j)	19984,524

Donc le débit moyen journalier est égal à : **19984.524** m³/j c'est-à-

dire : $Q_{\text{moy j}} = 231.30$ l/s

II.5- Besoins globaux actuels et futurs

Deux niveaux de besoins sont proposés :

1. Les besoins du jour moyen (m³/j).
2. Les besoins du jour de pointe (m³/j).

II.5.1- Besoins du jour moyen

Les Besoins du jour moyen se calculent de la manière suivante :

$$Q_{\text{moy j}} = \text{Consommation domestique} + \text{Consommation des équipements} + \text{Débit climatique} + \text{les pertes}$$

Les résultats de calcul des besoins en eau moyen journalier sont regroupés dans le tableau ci-après :

Tableau II.7 : Besoins actuels et futurs journaliers moyens

Années	Population estimée (hab)	Besoins moy journaliers en (m ³ /j)	Besoins moy journaliers en (l/s)
2008	48804	15010,02	173,73
2015	54540	15893,36	183,95
2020	59045	16587,13	191,98
2025	63922	17338,19	200,67
2030	69202	18151,31	210,08
2040	81106	19984,52	231,30

II.5.2- Besoins du jour de pointe

Afin de pouvoir estimer la demande future en eau, il est donc intéressant de connaître le coefficient du jour de pointe et de mettre en évidence les capacités de la ressource à assurer la production qui en fera face. Nous retiendrons la valeur de **1,2** pour l'estimation des besoins maximum futurs, valeur habituellement retenue localement.

Les besoins du jour de pointe ont été calculés selon la relation suivante :

$$\text{Besoins du jour de pointe} = \text{Besoins du jour moyen} \times 1.2$$

Tableau II.8: Besoins actuels et futurs du jour de pointe

Années	Besoins moy journaliers en (m3/j)	Coefficient	Besoins jour pointe (m3/J)	Besoins jour pointe (l/s)
2008	15010,02	1.2	18012,02	208,47
2015	15893,36		19072,03	220,74
2020	16587,13		19904,56	230,38
2025	17338,19		20805,83	240,81
2030	18151,31		21781,57	252,10
2040	19984,52		23981,42	277,56

II.5.3- Récapitulatif des besoins globaux actuels et futurs

Les calculs des besoins globaux sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau II.9 : Récapitulatif des besoins globaux actuels et futurs

Horizon	2008	2015	2020	2025	2030	2040
Population estimée (hab)	48804	54540	59045	63922	69202	81106
Besoins moy journaliers en (m3/j)	15010,02	15893,36	16587,13	17338,19	18151,31	19984,52
Besoins jour pointe (m3/J)	18012,02	19072,03	19904,56	20805,83	21781,57	23981,42

L'évolution des besoins globaux est reprise dans la figure ci-après :

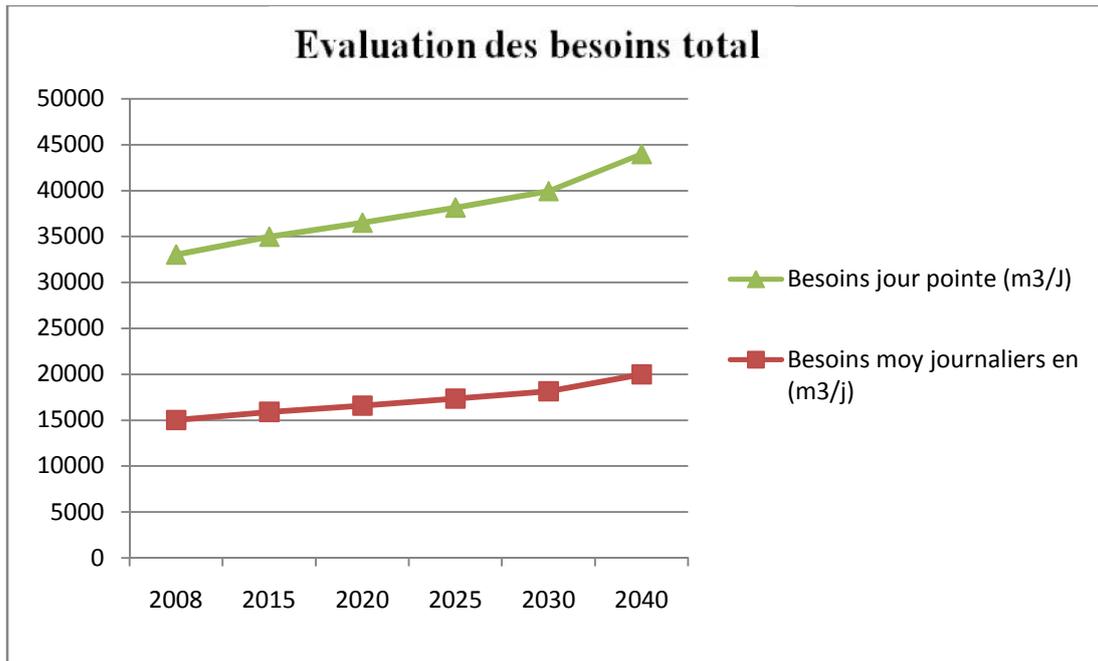


Figure II.2 : Evolution des besoins globaux actuels et future

Remarque :

Le graphique ci-dessus montre une nette augmentation des besoins en eau globaux à partir de 2020.

II.6- Les consommations maximale et minimale journalière

II.6.1- Consommation maximale journalière

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

$$K_{\max,j} = \frac{Q_{\max,j}}{Q_{\text{moy},j}} \quad \text{Avec : } K_{\max,j} = (1.1 - 1.3)$$

Avec :

$Q_{\max,j}$: Débit de consommation maximum journalier.

$Q_{\text{moy},j}$: Débit de consommation moyen journalier.

➤ On prend : $K_{\max,j} = 1,3$

	Débit moyen journalier (m ³ /j)	Coefficient d'irrégularité $K_{\max,j}$	Débit maximal journalier (m ³ /j)
2040	19984,524	1.3	25979,88

$$Q_{\max,j_{2040}} = 25979,88 \text{ m}^3/\text{j} = 300,69 \text{ l/s}$$

II.6.2- Consommation minimale journalière

Elle est définie à partir du coefficient d'irrégularité journalière minimum ($K_{\min,j}$) qui est déterminé comme étant le rapport de la consommation minimale journalière et la consommation moyenne journalière

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

$$K_{\min,j} = \frac{Q_{\min,j}}{Q_{\text{moy},j}} \quad \text{Avec : } K_{\min,j} = (0.7 - 0.9)$$

➤ On prend : $K_{\min,j} = 0.9$

	Débit moyen journalier (m ³ /j)	Coefficient d'irrégularité $K_{\max,j}$	Débit minimal journalier (m ³ /j)
2040	19984,524	0.9	17986,07

$$Q_{\min,j_{2040}} = 17986,07 \text{ m}^3/\text{j} = 208,17 \text{ l/s}$$

II.7- Variation des débits horaires pour 2040

Pour la détermination du débit de pointe, on a opté pour la méthode donnant la variation horaire de la consommation totale dans divers centres d'agglomération en se basant sur le tableau n°II.10 voir l'annexe 09 .

Remarque : Cette variation des débits horaires est exprimée en pourcentage (%) par rapport au débit maximal journalier de l'agglomération.

Pour notre cas on choisie la répartition plus de 100000. (Puisque le nombre d'habitants à l'année 2040 sera **81106 hab.**).

Tableau II.11 : Variation du débit horaire

Heures	Consommation totale		Consommation cumulée	
	$Q_{\max, j} = 25979,88 \text{ m}^3/\text{j}$			
	%	m^3/h	%	m^3/h
0-1	3,00	779,40	3,00	779,39
1-2	3,20	831,36	6,20	1610,75
2-3	2,50	649,50	8,70	2260,25
3-4	2,60	675,48	11,30	2935,73
4-5	3,50	909,30	14,80	3845,02
5-6	4,10	1065,18	18,90	4910,20
6-7	4,50	1169,09	23,40	6079,29
7-8	4,90	1273,01	28,30	7352,31
8-9	4,90	1273,01	33,20	8625,32
9-10	5,60	1454,87	38,80	10080,19
10-11	4,80	1247,03	43,60	11327,23
11-12	4,70	1221,05	48,30	12548,28
12-13	4,40	1143,11	52,70	13691,40
13-14	4,10	1065,18	56,80	14756,57
14-15	4,20	1091,15	61,00	15847,73
15-16	4,40	1143,11	65,40	16990,84
16-17	4,30	1117,13	69,70	18107,98
17-18	4,10	1065,18	73,80	19173,15
18-19	4,50	1169,09	78,30	20342,25
19-20	4,50	1169,09	82,80	21511,34
20-21	4,50	1169,09	87,30	22680,44
21-22	4,80	1247,03	92,10	23927,47
22-23	4,60	1195,07	96,70	25122,54
23-24	3,30	857,34	100,00	25979,88

D'après le tableau on a le débit de pointe Q_{pte} , est : \Rightarrow

$$Q_{\text{pte}} = 1454,87 \text{ m}^3/\text{h}$$

II.7.1- Les graphes de consommation

Les résultats trouvés dans le tableau II.11 nous permettent de tracer l'histogramme de la consommation (FIG : II-3) et la courbe intégrale de la consommation totale (Fig. II-4):

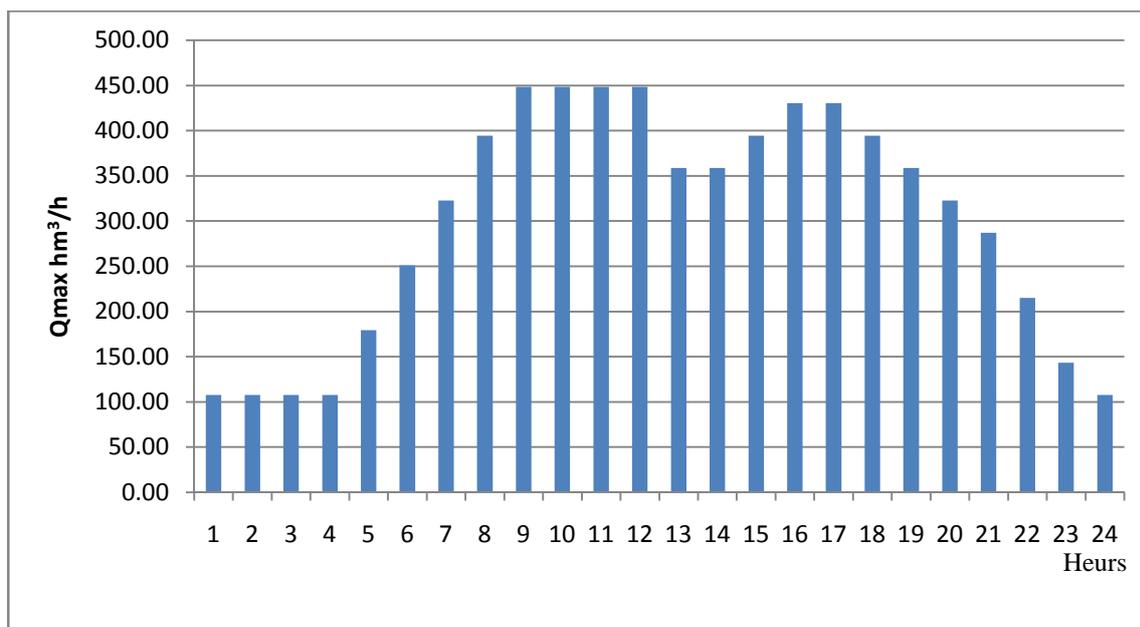


Figure II.3 : histogramme de la consommation pour toute l'agglomération

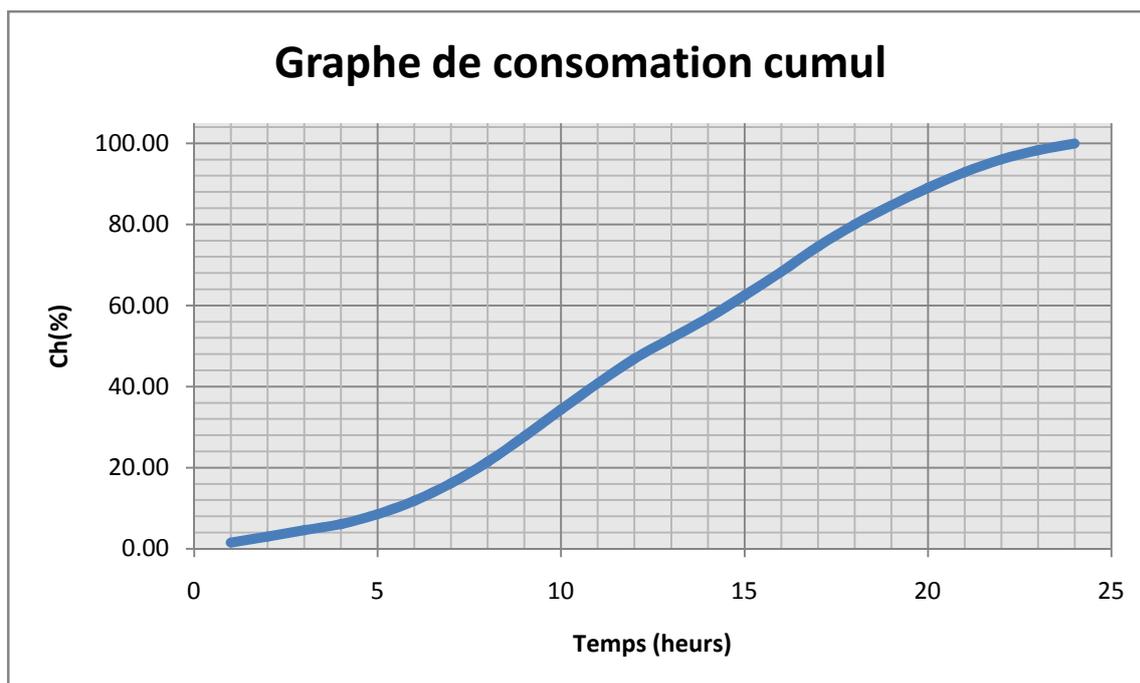


Figure II.4 : courbe intégrale de la consommation totale de l'agglomération

II.8- Adéquation Besoins – Ressources

L'établissement des équilibres Besoins/Ressources permet de contrôler l'adéquation entre les besoins d'une part, et les capacités de mobilisation des ressources d'autre part, et

permettra ainsi de définir les actions à mettre en place et le schéma de fonctionnement adéquat.

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

II.8.1 - Bilan besoins globaux – ressources globales actuel

Ces bilans visent à évaluer la capacité des ressources mobilisables existant du système d'alimentation en eau potable à subvenir à ses besoins.

Production totale des sites existants

Les sites de production actuels concernent les forages (H22, F1, F2, AF2).

La production totale actuelle est estimée à 102 l/s.

Tableau II.12 : production totale actuelle par forage

Type	Désignation	Production (l/s)	Nombre d'heure de pompage	Production (m ³ /j)
Forages Existants	F1	17	20	1468.8
	F2	15	20	1296.0
	H22	30	20	2376.0
	AF2	25	20	2160
	C8	15	20	1296

✓ Soit une capacité de production totale de l'ordre de **8596.8 m³/j**.

Le bilan en situation actuelle, entre les besoins estimés et les différentes ressources identifiées est illustré ci-après :

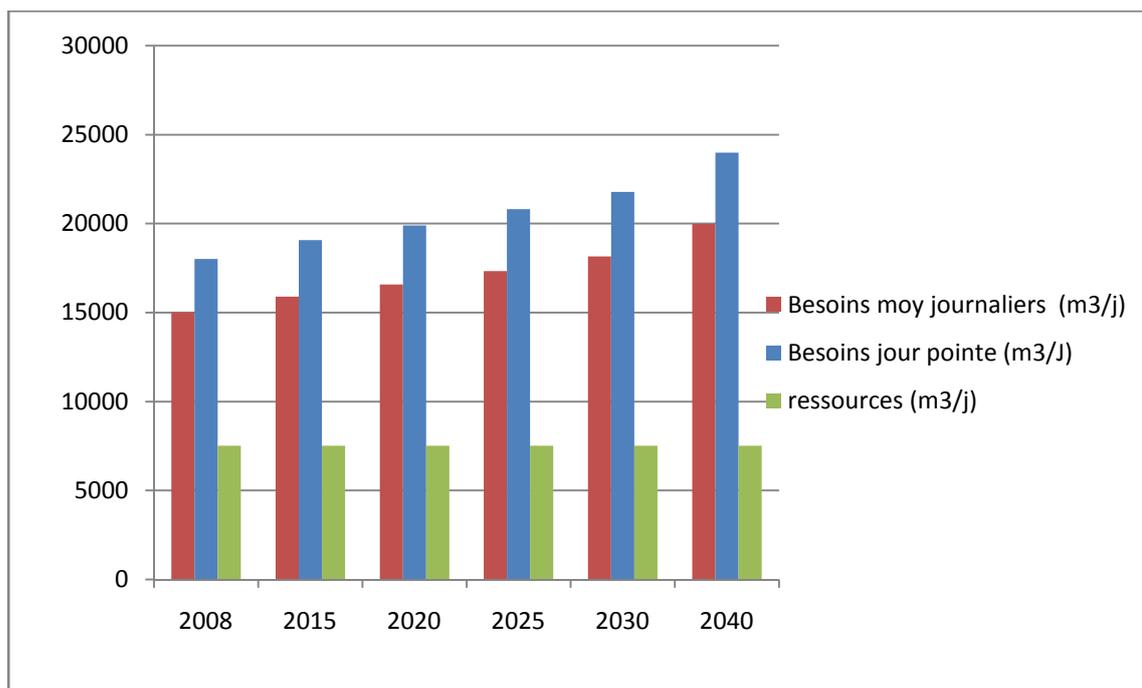


Figure 5 : Bilan besoins globaux – ressources globales (en situation actuelle)

Remarque :

D'après le Bilan besoins globaux – ressources globales en situation actuelle on remarque qu'il y a un déficit, donc le débit des ressources globales actuelle ne suffit pas.

II.9- Conclusion

Dans ce chapitre nous avons fait l'estimation des besoins en eau, et nous allons permis d'estimer qu'il y a un déficit en eau potable.

Le débit total d'exploitation des forages et puits existents dans l'ensemble des localités est un débit faible pour combler les besoins en eau estimés à l'horizon de projet (2040) par conséquent il est nécessaire de transférer la quantité qui manque par un renforcement à partir des nouveaux forages.

CHAPITRE III :

Etude de l'adduction

Chapitre -III-**ETUDE DE L'ADDUCTION****III.1- Introduction**

Le but de ce présent chapitre, est de transporter de l'eau entre le point de captage et le point d'utilisation pour couvrir la demande en eau des consommateurs afin de combler le déficit de différentes agglomérations en eau potable.

L'acheminement de l'eau pour n'importe quel réseau d'alimentation en eau potable doit avoir une adduction, soit en refoulement, soit gravitaire ou mixte. Pour cela, nous sommes appelés à faire une étude technico-économique pour dimensionner l'adduction destinée aux la ville de Ain fekroune.

III.2- Définition

On définit par adduction des eaux le transport des eaux brutes (non traitées) ou traitées des zones de captage ou des stations de traitement aux zones d'utilisation (réservoirs de distribution, bâches,...). Toutefois, dans la plupart des cas, lorsque les distances à parcourir sont assez longues, ces conduites sont construites en amiante ciment, béton précontraint, en acier, en fonte ou en polyéthylène, elles sont soit enterrées soit posées sur le sol.

III.3- Type d'adduction

D'après leur fonctionnement, on distingue trois types d'adduction :

- Adduction gravitaire
- Adduction par refoulement
- Adduction mixte

III.3.1- Adduction gravitaire

Dans une adduction gravitaire, le point de captage se situe à une altitude supérieure à celle du réservoir de desserte de l'agglomération et l'écoulement peut être à surface libre, c'est-à-dire sans pression, grâce à la pente, ordinairement uniforme sur tout le parcours ou en charge, c'est-à-dire sous pression.

III.3.2- Adduction par refoulement

Dans une adduction par refoulement, le point à alimenté se trouve à une altitude supérieure à celle du captage donc l'écoulement est en charge par pompage.

III.3.3- Adduction mixte

C'est une adduction où la conduite par refoulement se transforme en conduite gravitaire ou l'inverse. Le relais entre les deux types de conduite est assuré par un réservoir appelé réservoir tampon.

III.4- Type d'écoulement

On distingue deux types d'écoulement :

III.4.1- Ecoulement à surface libre

L'écoulement à surface libre se fait sans charge c'est-à-dire à la pression atmosphérique. On rencontre ce type d'écoulement dans les aqueducs fermés et les canaux à ciel ouvert.

III.4.2- Ecoulement en charge

L'écoulement en charge se manifeste grâce à une certaine pression qui est supérieure à la pression atmosphérique. On rencontre ce type d'écoulement dans des réseaux sous pression ou dans les adductions par refoulement.

III.5- Principe du choix du tracé

Il est possible sur une carte (ou photo aérienne) d'établir un tracé théorique pour éviter les passages difficiles, mais le tracé définitif ne peut être arrêté qu'à la suite de visite sur terrain, en compagnie d'une personne qui connaît bien la localité. Pour définir le tracé définitif, il faut prendre en compte les problèmes suivants :

- ✓ Minimiser le nombre de passages difficiles : traversée de route, de ravine...
- ✓ Eviter autant que possible les contres pentes qui donneront des cantonnements d'air, de plus en période d'arrêt de la pompe. Il peut y avoir une cavitation entraînant une rupture de la veine liquide pouvant occasionner des éclatements de canalisation, aussi aux points hauts du tracé, peuvent se conformés des cantonnements d'air difficile à évacuer où des ventouses seront exigées.
- ✓ Eviter les pentes trop fortes : difficulté d'ancrage des tuyaux,
- ✓ Eviter les zones rocheuses : une tranchée devra être creusée,
- ✓ Préférer les accessibles : le long des chemins existants par exemple,
- ✓ Apprécier les problèmes de propriété de terrain et d'autorisation : problème fonciers,
- ✓ Au niveau de la communauté, le tracé est généralement dicté par les contraintes liées à l'occupation des sols (jardins, maison...).

III.6- Choix du matériau de la conduite :

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

Dans notre projet, nous avons opté pour des conduites en PEHD vu leurs avantages :

- Economiques
- Disponibilité sur le marché.
- Permettre une pose simple et adéquate (poids faible PEHD)
- Résistance à des grandes pressions (> à 20 bars)
- Réduction des pièces spéciales

- Adaptation aux terrains accidentés
- Une très faible rugosité (conduite lisse, notamment le PEHD)
- L'assemblage des tuyaux se fait par le soudage bout à bout, c'est une technique d'assemblage des thermoplastiques par la fusion des extrémités de deux éléments tubulaires au moyen d'une plaque chauffante (pour les conduites en PEHD).
 - Pour les tarifs du Tube en PEHD voir l'annexe 08.

TUBE PEHD EAU POTABLE PN16

Référence	Désignation	Diamètre Ext en MM	Epaisseur en MM	Qualité Produit	Pression Service	Prix HT	Prix TTC
						le M/L	le M/L
11 008 0901	Tube PEHD	90	8.2	PE100	16 Bars	488,62	571,69
11 008 1101	Tube PEHD	110	10.0	PE100	16 Bars	721,62	844,30
11 008 1251	Tube PEHD	125	11.4	PE100	16 Bars	934,26	1 093,08
11 008 1601	Tube PEHD	160	14.6	PE100	16 Bars	1 526,93	1 786,51
11 008 2001	Tube PEHD	200	18.2	PE100	16 Bars	2 397,85	2 805,48
11 008 2501	Tube PEHD	250	22.7	PE100	16 Bars	3 709,88	4 340,56
11 008 3151	Tube PEHD	315	28.6	PE100	16 Bars	5 881,51	6 881,37
11 008 4001	Tube PEHD	400	36.3	PE100	16 Bars	9 500,90	11 116,05
11 008 5001	Tube PEHD	500	45.4	PE100	16 Bars	14 816,89	17 335,76

III.7- Conduites d'adduction et raccordement des forages

L'étude des conduites de transfert porte sur :

- ✓ les aspects hydrauliques (Méthodologie et hypothèses de calcul hydraulique).
- ✓ le tracé (les différentes variantes proposées).

III.7.1- Méthodologie et hypothèses de calcul hydraulique

Le calcul hydraulique est effectué avec l'hypothèse d'un écoulement permanent uniforme dans les adductions principales et secondaires selon un débit fictif continu uniformément répartie sur 24 heures.

III.7.1.1- Cas gravitaire

Pour faire le dimensionnement dans ce cas en calcul les paramètres suivants :

III.7.1.1.1- Le 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-Weisbach :

$$\Delta H_T = \frac{f * L * V^2}{D * 2g} \text{ Sachant que } Q=V*S \Rightarrow \Delta H_T = \frac{8 * f * L * Q^2}{g * D^5}$$

En tenant compte du matériau de la conduite et du régime d'écoulement, on déduit la formule de la perte de charge ;

$$\Delta H_t = \frac{K' * L_{eq} * Q^s}{D_{av}^m}$$

ΔH_T : Perte de charge totale (m);

K' : Coefficient de perte de charge;

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

$$L_{eq} = L_g + L_{e_j}$$

L_g : Longueur géométrique de la conduite (m) ;

L_{e_j} : Longueur équivalente des pertes de charge singulière j(m) ;

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

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

On déduit alors le diamètre calculé de la conduite gravitaire :

$$D_{av} = \sqrt[m]{\frac{K' * L_e * Q^s}{\Delta H_T}}$$

Avec :

ΔH_t : Perte de charge totale (m).

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

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

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

s : Exposant tenant compte du régime d'écoulement ;

m : Exposant tenant compte du type du matériau.

Selon le type de matériau les coefficients **K'**, **m** et **s** sont donnés dans le tableau III-2

Tableau III.2 : Coefficients K' , m , S pour différents types du tuyau

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

On déduit alors le diamètre calculé de la conduite gravitaire :

$$D_{av} = \sqrt[m]{\frac{K' * L_e * Q^S}{\Delta H_T}}$$

III.7.1.1.2- 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 en utilisant l'équation de continuité :

$$Q = V * S \Rightarrow Q = V * \frac{f * D^2}{4} \quad \text{Ainsi: } V = \frac{4 * Q}{f * D^2}$$

Avec :

Q : débit véhiculé par l'adduction (m^3/s) ;

S : section de la canalisation (m^2) ;

V : vitesse d'écoulement (m/s) ;

D : diamètre nominal de la conduite (m).

III.7.1.2- Cas de 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.

Le diamètre économique des conduites de refoulement sera déterminé comme suit :

➤ 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

$$Dec = 1,5 * \sqrt{Q}$$

-La formule de BONNIN

$$Dec = \sqrt{Q}$$

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

Dec : Diamètre économique de la conduite (m).

Remarque

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

Les diamètres calculés nous imposent le choix d'une gamme en fonction des diamètres normalisés disponibles sur le marché.

A partir de cette gamme de diamètre, on procède à l'évaluation des frais d'exploitation et d'amortissement de chaque diamètre et on adoptera comme diamètre économique celui pour lequel la somme des frais cités sera minimale.

III.7.1.2.1- Calcul des pertes de charge

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).

$$\Delta H_i = \frac{L V^2}{D^2 g} = I * L$$

g : accélération de la pesanteur (m/s²).

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

ΔH_i : Pertes de charge linéaires en (m)

I: gradient hydraulique en (m/m)

: Coefficient de frottement qui est en fonction de la rugosité de la paroi interne de la conduite et du régime d'écoulement

Avec :

$$\lambda = (1,14 - 0,86 * \ln \frac{\varepsilon}{D})^{-2} \quad (\text{la formule de Nikuradzé})$$

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \cdot \log\left(\frac{\nu}{3,7 \cdot D} + \frac{2,51}{R_e \cdot \sqrt{\lambda}}\right) \quad (\text{Formule Colebrook}) - \text{la formule utilisée} -$$

Re: nombre de Reynolds. Est calculé comme suit : $R_e = \frac{V \cdot D}{\nu}$

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

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

t: température de l'eau en degré;

A t= 20°C: $\nu = 0,01 \text{ Stocks} = 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$

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

0,01 mm pour les conduites en PEHD.

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 10 % à 15% des pertes de charge linaires (on prend 10% dans notre cas).

Elles sont données par la formule suivante :

$$\Delta H_s = 0,10 \cdot \Delta H_l$$

3. Pertes de charge totales (Ht)

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

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

III.7.1.2.2- Calcul de la hauteur manométrique totale

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

$$HMT = Hg + \Delta H_t$$

Hg: la hauteur géométrique tq : $Hg = Nc + (z1 - z2)$

Nc : niveau de calage de la pompe

(z1-z2) : différence de cote.

III.7.1.2.3- Puissance absorbée par la pompe

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

$$P = \frac{\eta * g * Q * HMT}{\eta}$$

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

Q: débit refoulé par la pompe en (m³/s)

g: pesanteur (9.81 m/s²)

III.7.1.2.4- Energie consommée par la pompe

$$E = P * t * 365 \quad [\text{Kwh}]$$

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

P: puissance de la pompe en (kW)

III.7.1.2.5- Frais d'exploitation

Les frais d'exploitation sont définis comme suit :

$$F_{ex} = E * e \quad [\text{DA}]$$

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

e: prix unitaire d'un Kw H imposé par la SONELGAZ. (e=5.23 DA)

III.7.1.2.6- Frais d'amortissement

Les frais d'amortissement sont donnés comme suit:

$$F_{am} = Prc * A \quad [\text{DA}]$$

Prc: prix de la conduite en (DA)

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

$$A = \frac{i}{(i+1)^n - 1} + i$$

i: Taux d'annuité annuel, i = 8 % en Algérie

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

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

A=8.88 %

III.7.1.3- Vérification du coup de bélier

A- Définition du phénomène

Le coup de bélier étant un cas particulier du régime transitoire, est un phénomène oscillatoire qui se manifeste dans les conduites entre deux régimes permanents.

On entend aussi sous le terme « coup de bélier » un écoulement non permanent du liquide accompagné de variations pratiquement sensibles de la pression qui peuvent devenir dangereuses pour la tuyauterie. Ces variations résultent d'une perturbation des conditions permanentes d'écoulement.

Dans notre étude, on est appelé à protéger les conduites de refoulement contre ce phénomène.

B- Causes du coup de bélier :

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

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

C- Risques dû aux coups de bélier :

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

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

D- 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).

E- 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.

F- 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.

➤ Détermination de la valeur de surpression et de dépression

La valeur maximale de la surpression et de la dépression est donnée par les relations suivantes :

$$\Delta H_{\max} = \pm \frac{aV_0}{g}$$

- ✓ V_0 : Vitesse d'écoulement en régime normal (m/s) ;
- ✓ g : accélération de la pesanteur (9,81 m/s²)
- ✓ a : Célérité en (m/s).
- ✓ H_g : la hauteur géométrique (m).

◆ La surpression :

$$H_s = H_g + \Delta H_{\max}$$

◆ La dépression:

$$H_d = H_g - \Delta H_{\max}$$

◆ Détermination de la vitesse de la célérité

La célérité est la vitesse de propagation des ondes

Elle est donnée par la formule d'ALLIVI :

$$a = \frac{C}{\sqrt{1 + \frac{v}{E} + \frac{D}{e}}}$$

Où

- ✓ a : célérité de l'onde en (m/s).
- ✓ D : diamètre intérieur de la conduite en (m).
- ✓ E : module d'élasticité du matériau en (kgf/m²), ($E = 1400$ MPa pour le PE 100).

- ✓ E : module d'élasticité de eau (N/ m²).
- ✓ e : épaisseur de la canalisation en (m).
- ✓ C : vitesse du son dans le liquide à 15°C (1420 m/s environ).

III.8- Proposition des variantes de tracée

Plusieurs variantes de transfert des eaux de Champ de captage de Henchir vers le réservoir de l'EL FEROUKHE de AIN FAKROUNE peuvent se projeter.

Il s'agit de trouver celle qui répondra aux normes hydrauliques cités et ne présente pas des contraintes pendant la réalisation et enfin celle qui est la Plus économique.

Dans ce projet deux variantes sont proposés et une étude comparative a été faite entre les deux variantes pour choisir une seule variante à réaliser :

➤ **Variante N°01**

Dans cette variante le système de Transfer est composé de deux couloirs située comme la suite :

- ✓ Le premier couloir comprend quatre (04) sites de production trois existant (F1. F2. H22,) et un nouveau réalisé (E3), et la Bâche de reprise B600 qui a étai alimentée par ces forages ensuite refoulé l'eau vers l'ouvrage de stockage semi enterre 1000m³ EL FAROUKHE.
 - ✓ Le deuxième couloir de système comprend quatre (04) sites de production deux existant (AF2) ; (C8) et deux nouveaux sont déjà réalisé (F10. C9); et un site de reprise Bâche E10 qui a étai alimentée par ces forages ensuite refoulé l'eau vers l'ouvrage de stockage semi enterre 1000m³ EL FAROUKHE.
- ❖ Donc ce type de l'adduction est une **Adduction par refoulement**

Et ci-dessous un schéma vertical qui représente cette variante :

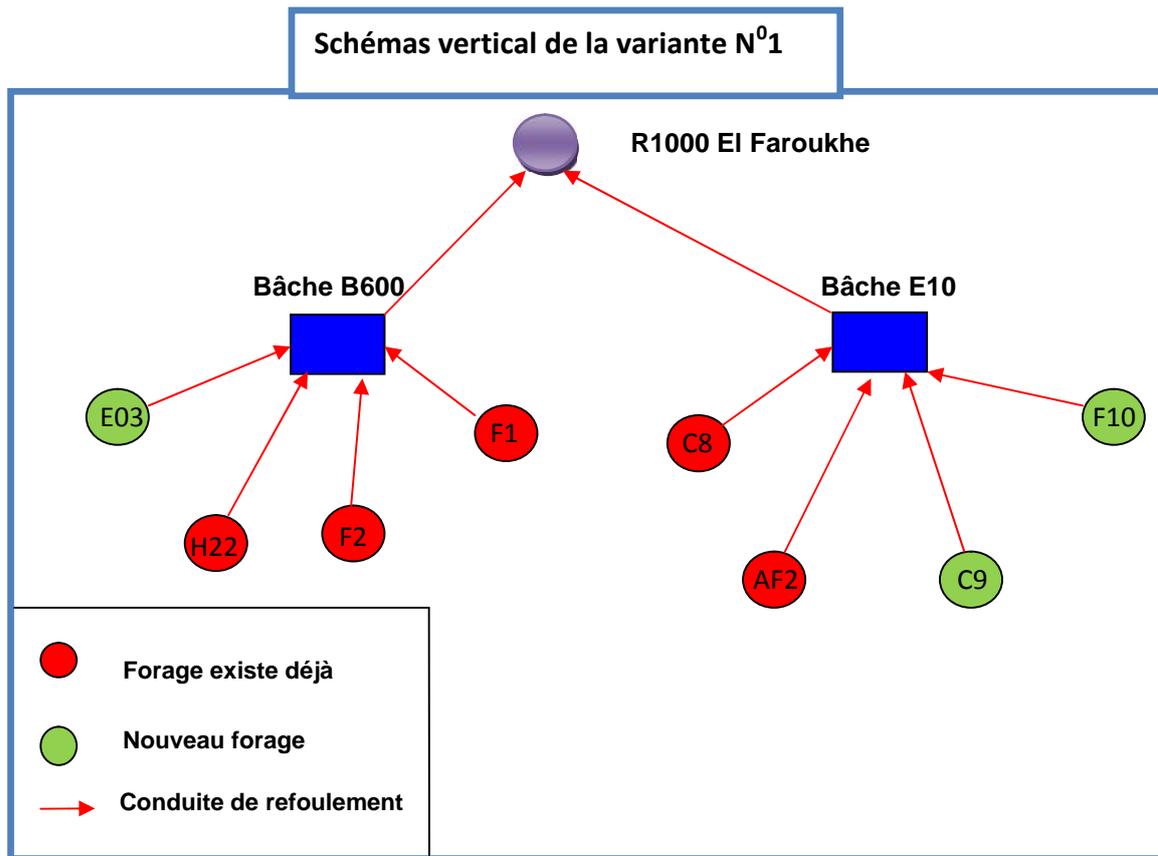


Figure III-1 : schéma de la variante N01

➤ **Variante N°02**

Dans cette variante le système de Transfer est le même que la première seulement que dans le deuxième couloir on passe pas par la bâche de reprise E10, donc on élimine cet ouvrage et on va projeté un nouveau réservoir tampon.

Donc Cette variante caractérise par un refoulement de tous les débits des forages (C9, C8, AF2 et F10) vers un réservoir tampon projetée et ensuite l'adduction entre le réservoir tampon projeté et le réservoir El Faroukhe ce fait en gravitaire.

❖ Donc ce type de l'adduction est une **Adduction gravitaire**

Et ci-dessous un schéma vertical qui représente cette variante :

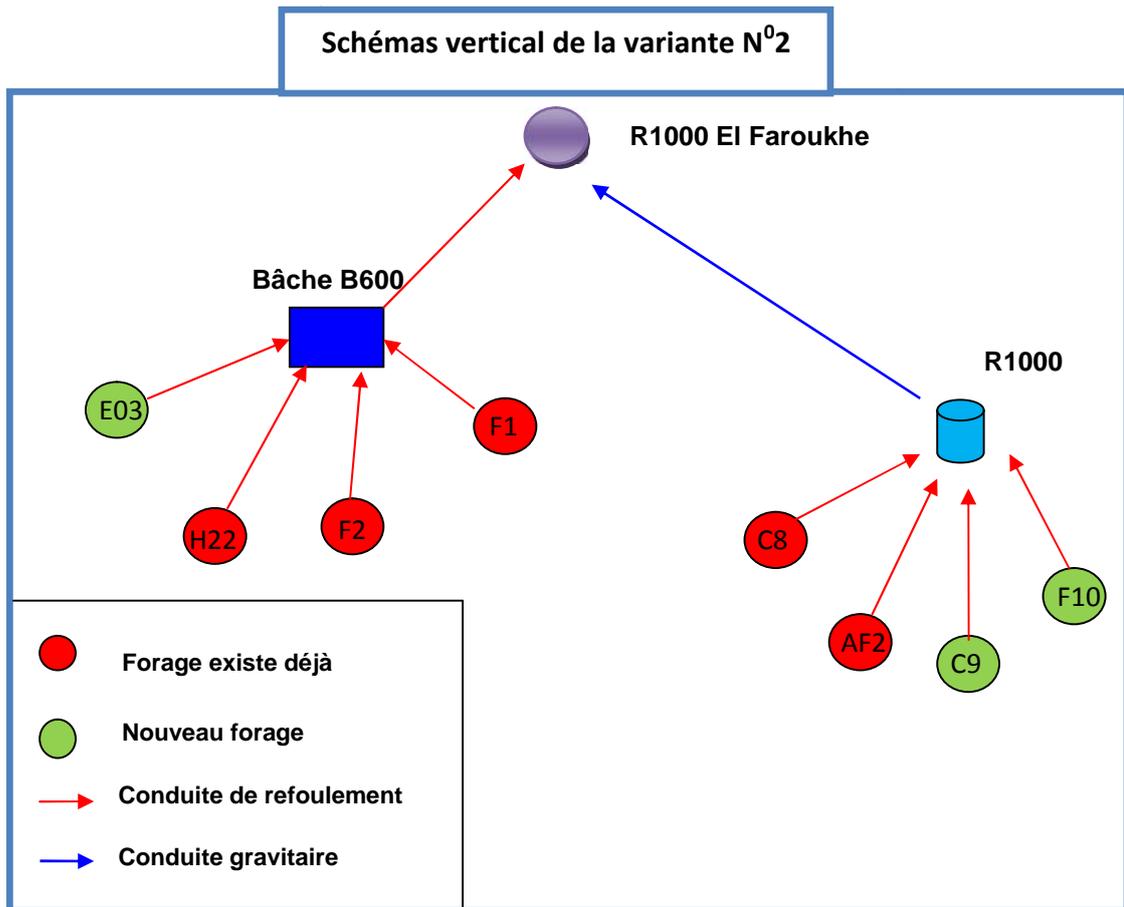


Figure III-2 : schéma de la variante N02

Ñ L'implantation du réservoir tampon R1000

Le réservoir tampon sera implanté sur un cote de **1015.00 NGA** pour assure l'adduction en gravitaire.

Et aussi transféré un débit atteint 110 l/s en cas de ajouté un notre forage projetée.



Figure III-3: l'implantation du réservoir 1000m³ projetée

III.9- Etude des variantes

L'étude des variantes a pour objet de choix du tracé le plus économique possible de la conduite, ainsi que la vérification des caractéristiques hydraulique

III.9.1- Variante N°01

Couloir I

III.9.1.1- Détermination du diamètre économique de la conduite de refoulement

(Tronçon Forage E03 vers B600)

Le calcul du diamètre économique se fait sur la base de la formule de BONNIN:

$$D = \sqrt{Q}$$

1. Caractéristiques du Bâche de reprise B600

La bâche de reprise est située sur une plate-forme arasée à la cote 877.00 mNGA. Elle comporte deux ensembles principaux :

- ✓ la bâche d'aspiration existe.
- ✓ le bâtiment de pompage existe,

A) La bâche d'aspiration

De forme circulaire en béton armé et de volume **600 m³** assurera :

- ◆ La réception de l'apport des forages F1 ; F2 ; E03 et H22
- ◆ la mise en charge des groupes de pompage

Cette bâche est caractérisé par :

- ✓ cote radié : 875.50m
- ✓ cote trop plein : 880, 07 m
- ✓ Une vanne de sectionnement, sur l'entrée et sur la sortie. Ces vannes de sectionnement permettront d'isoler les cuves pour les opérations de nettoyage.
- ✓ Un trop-plein, pour évacuer l'eau en cas d'anomalie sur les robinets à flotteur.
- ✓ Une conduite de vidange.



Figure III-4 : site de la bache de reprise B600.

B) Le bâtiment de pompage

Le bâtiment de pompage sera organisé en forme rectangulaire (8.40 m x 10.60 m) abrite le matériel hydraulique de pompage : 2 groupes électropompes ; d'un débit unitaire de 367. 2 m³/h, dont un en secours.

- ✓ la robinetterie amont et aval des groupes,
- ✓ les conduites d'aspiration,
- ✓ le collecteur général d'aspiration,
- ✓ les conduites de liaison au collecteur de refoulement principal,
- ✓ Le collecteur de refoulement,

2. Caractéristiques hydraulique du forage E03

Le forage E03 est situé sur une cote de 854.00 m NGA, et caractériser par :

- ✓ Une profondeur : 240 m.
- ✓ Niveau dynamique : 80m.
- ✓ Niveau statique : 27m.
- ✓ Débit : 90m³/h = 0,025m³/s = 25 l/s
- ✓ Encrage de pompe : 132 m.

- ✓ une longueur entre E03 et bache B600m³ égale L= **3717ml**.
- ✓ un dénivelé entre la bache B600m³ (880,07 m cote trop plein) et le forage E03 (774.45 m cote niveau dynamique) égale à Hg= **105,62 m**.

$$D_{C_{Bonnin}} = \sqrt{0,025} = 158,11\text{mm}$$

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

➤ **Calcul les frais d'exploitation**

Les frais d'exploitation sont calculés sur la base de l'énergie électrique consommée lors du pompage et ce pour la gamme de diamètres obtenue. il est entendu que la hauteur manométrique totale varie selon le diamètre.

Ñ On calcul d'abord les hauteurs manométriques totales correspondant aux différents diamètres et après on calcul les frais d'exploitation.

Les résultats sont présentés dans les tableaux suivants :

Tableau III.3 : Calcul de la Hauteur Manométrique Total (HMT) du tronçon (E03- B600)

Diamètre Ext en MM	Epaisseur en MM	V(m/s)	Reynolds		Hi(m)	I(m/m)	Ht(m)	HMT(m)
90	8,2	5,879	432705,622	0,013	1225,328	0,318	1347,860	1453,480
110	10,0	3,932	353857,042	0,014	465,003	0,121	511,504	617,124
125	11,4	3,049	311615,790	0,014	249,841	0,065	274,825	380,445
160	14,6	1,861	243479,616	0,015	77,955	0,020	85,750	191,370
200	18,2	1,190	194664,632	0,016	27,164	0,007	29,880	135,500
250	22,7	0,761	155655,590	0,016	8,879	0,002	9,767	115,387
315	28,6	0,479	123534,266	0,017	2,970	0,001	3,268	108,888
400	36,3	0,297	97272,858	0,018	0,952	0,000	1,047	106,667
500	45,4	0,190	77827,795	0,019	0,330	0,000	0,362	105,982

Tableau III.4 : Frais d'exploitation du tronçon (E03- B600)

D(mm)	Q(m3/s)	HMT (m)	e DA/Kwh	P _p (Kw)	Ea*10 ⁵ (kwh)	Fexp*10 ⁵ (DA)
90	0,025	1453,48	5,23	548,41	40,03	209,36
110	0,025	617,124	5,23	232,84	16,99	88,86
125	0,025	380,445	5,23	143,54	10,47	54,76
160	0,025	191,37	5,23	72,2	5,27	27,56
200	0,025	135,5	5,23	51,12	3,73	19,51
250	0,025	115,387	5,23	43,53	3,17	16,58
315	0,025	108,888	5,23	41,08	2,99	15,64
400	0,025	106,667	5,23	40,24	2,93	15,32
500	0,025	105,982	5,23	39,98	2,91	15,22

➤ Calcul les frais d'amortissement

Tableau III.5 : Frais d'amortissement du tronçon (E03- B600)

D (mm)	L (m)	Pml DA /ml	Ptc*10⁶ (DA)	A	Fam*10⁵ (DA)
90	3849	571,69	2,2	0,0888	1,95
110	3849	844,3	3,24	0,0888	2,87
125	3849	1 093,08	4,2	0,0888	3,72
160	3849	1 786,51	6,87	0,0888	6,10
200	3849	2 805,48	10,79	0,0888	9,58
250	3849	4 340,56	16,7	0,0888	14,82
315	3849	6 881,37	26,48	0,0888	23,51
400	3849	11 116,05	42,78	0,0888	37,98
500	3849	17 335,76	66,72	0,0888	59,24

➤ Bilan des couts

Tableau III.6 : Cout total du tronçon E03- B600

D (mm)	Fam*10⁵ (DA)	Fexp*10⁵ (DA)	Ct*10⁵ (DA)
90	1,95	209,36	211,31
110	2,87	88,86	91,73
125	3,72	54,76	58,48
160	6,1	27,56	33,66
200	9,58	19,51	29,09
250	14,82	16,58	31,4
315	23,51	15,64	39,15
400	37,98	15,32	53,3
500	59,24	15,22	74,46

L'interprétation graphique des résultats du bilan est montrée dans la figure suivante :

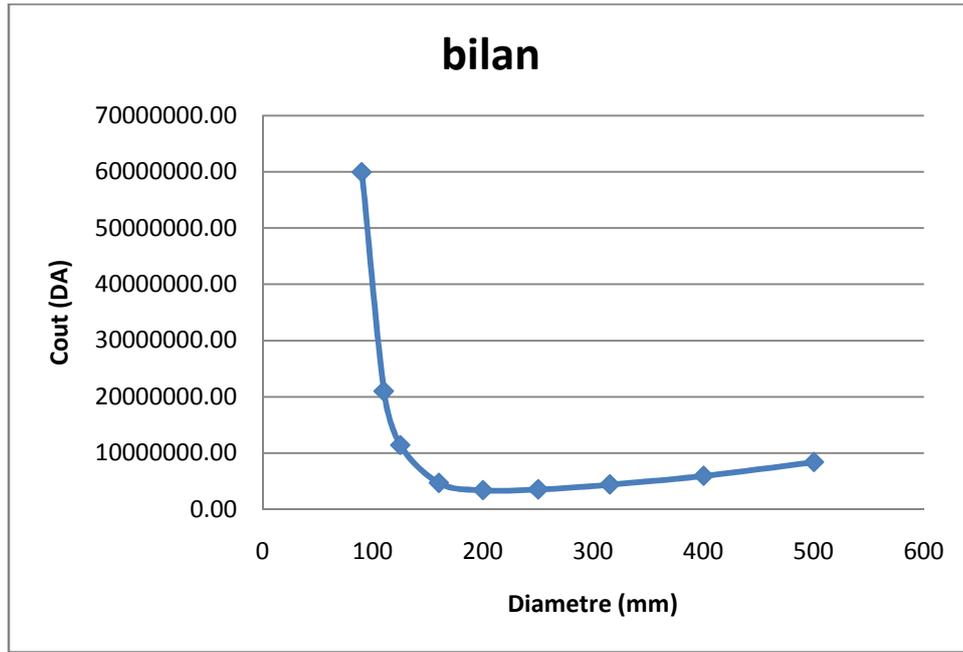


Figure III-5 : bilan des frais d'amortissement et d'exploitations du tronçon E03- B600

Ñ Selon la combinaison des frais d'amortissement et d'exploitation, le diamètre économique est

Dext= **200mm**, PEHD PN 16, avec une vitesse de $V = 1.19$ m/s.

Les caractéristiques sont données dans le tableau suivant :

Tableau III.7: les caractéristiques de la conduite (E03- B600)

Tronçon	D extérieur (mm)	D intérieur (mm)	Epaisseur (mm)	V (m/s)	Longueur (ml)
Forage E03- B600	200	163.6	18,2	1.19	3717

III.9.1.2- Tronçon Bâche de reprise 600m³ vers R1000m³ El Faroukhe

Ñ Description du réservoir El Faroukhe

- ✓ Volume 1000m³.
- ✓ Côtes TN du réservoir 977.80m ;
- ✓ Cotes trop-plein 979.80m ;
- ✓ Cote radier 974.80m ;
- ✓ Type de réservoir semi-enterré ;
- ✓ Le débit à refouler vers se réservoir s'élève donc à un débit de :
 $Q=313.2m^3/h =87 \text{ l/s}=0,087m^3/s$.
- ✓ une longueur entre B600 et R1000m³ égale **L=5870ml**.

- ✓ un dénivelé entre la bache B600m³ (875.50 m Cote radier) et le R1000m³ (979.00 m Cote trop-plein) égale à **Hg=103.50 m**.
- ✓ $D_{C_{Bonnin}} = \sqrt{0,087} = 295 \text{ mm}$

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

➤ **Calcul les frais d'exploitation**

Tableau III.8: Calcul de la Hauteur Manométrique Total (HMT) du tronçon (B600-R1000)

Diamètre Ext en MM	Epaisseur en MM	V(m/s)	Reynolds		Hi(m)	I(m/m)	Ht(m)	HMT(m)
90	8,2	20,459	1505815,564	0,011	18717,244	3,189	20588,968	20692,468
110	10,0	13,682	1231422,505	0,011	6845,709	1,166	7530,280	7633,780
125	11,4	10,611	1084422,95	0,011	3625,572	0,618	3988,129	4091,629
160	14,6	6,478	847309,0633	0,012	1151,810	0,196	1266,991	1370,491
200	18,2	4,141	677432,9186	0,012	376,273	0,064	413,900	517,400
250	22,7	2,648	541681,4539	0,013	133,246	0,023	146,570	250,070
315	28,6	1,668	429899,2455	0,013	41,953	0,007	46,149	149,649
400	36,3	1,034	338509,5464	0,014	13,676	0,002	15,044	118,544
500	45,4	0,662	270840,727	0,015	4,805	0,001	5,285	108,785

Tableau III.9: Frais d'exploitation du tronçon (B600-R1000)

D(mm)	Q(m ³ /s)	HMT (m)	e DA/Kwh	P _p (Kw)	Ea*10 ⁵ (kwh)	Fexp*10 ⁵
						(DA)
90	0,087	20692,468	5,23	27169,84	1983,39	10373,13
110	0,087	7633,78	5,23	10023,38	731,7	3826,79
125	0,087	4091,629	5,23	5372,43	392,18	2051,10
160	0,087	1370,491	5,23	1799,49	131,36	687,01
200	0,087	517,4	5,23	679,36	49,59	259,36
250	0,087	250,07	5,23	328,34	23,96	125,31
315	0,087	149,649	5,23	196,49	14,34	75,00
400	0,087	118,544	5,23	155,65	11,36	59,41
500	0,087	108,785	5,23	142,83	10,42	54,50

➤ **Calcul les frais d'amortissement**

Tableau III.10: Frais d'amortissement du tronçon (B600-R1000)

D (mm)	L (m)	Pml DA /ml	Ptc*10⁶ (DA)	A	Fam*10⁵
					(DA)
90	5870	571,69	3,35	0,0888	2,97
110	5870	844,3	4,95	0,0888	4,39
125	5870	1 093,08	6,41	0,0888	5,69
160	5870	1 786,51	10,48	0,0888	9,30
200	5870	2 805,48	16,46	0,0888	14,61
250	5870	4 340,56	25,47	0,0888	22,61
315	5870	6 881,37	40,39	0,0888	35,86
400	5870	11 116,05	65,25	0,0888	57,94
500	5870	17 335,76	101,76	0,0888	90,36

➤ **Bilan des couts****Tableau III.11: Cout total du tronçon (B600-R1000)**

D (mm)	Fam*10⁵ (DA)	Fexp*10⁵ (DA)	Ct*10⁵ (DA)
90	2,97	10373,13	10376,1
110	4,39	3826,79	3831,18
125	5,69	2051,1	2056,79
160	9,3	687,01	696,31
200	14,61	259,36	273,97
250	22,61	125,31	147,92
315	35,86	75	110,86
400	57,94	59,41	117,35
500	90,36	54,5	144,86

L'interprétation graphique des résultats du bilan est montrée dans la figure suivante :

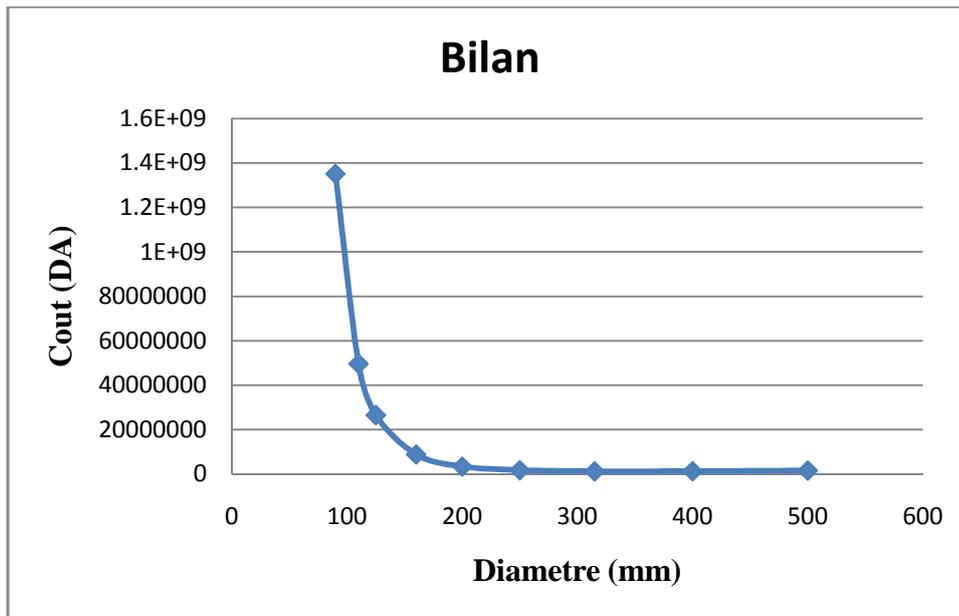


Figure III-6 : bilan des frais d'amortissement et d'exploitations du tronçon (B600-R1000)

Ñ Selon la combinaison des frais d'amortissement et d'exploitation, le diamètre économique est $D_{ext} = 315\text{mm}$, PEHD PN 16, avec une vitesse de $V = 1.66\text{ m/s}$.

Les caractéristiques sont données dans le tableau suivant :

Tableau III.12: les caractéristiques de la conduite (B600-R1000)

Tronçon	D extérieur (mm)	D intérieur (mm)	Epaisseur (mm)	V (m/s)	Longueur (ml)
B600-R1000	315	257.8	28,6	1.66	5870

Couloir 2

III.9.1.3- Tronçon Forage C9 vers B E10

1. Bâche de reprise E10

La bâche de reprise est située sur une plate-forme arasée à la cote **928.00 mNGA**. Elle comporte deux ensembles principaux :

- ✓ la bâche d'aspiration existe.
- ✓ le bâtiment de pompage existe,

A. La bâche d'aspiration

De forme circulaire en béton armé et de volume **200 m3** assurera :

- ✓ La réception de l'apport des forages **C8. C9. AF2. F10**.

- ✓ la mise en charge des groupes de pompage

Cette bête est caractérisé par :

- ✓ cote radié : **927.23m**
- ✓ cote trop plein : **930.23m**
- ✓ Une vanne de sectionnement, sur l'entrée et sur la sortie. Ces vannes de sectionnement permettront d'isoler les cuves pour les opérations de nettoyage.
- ✓ Un trop-plein, pour évacuer l'eau en cas d'anomalie sur les robinets à flotteur.
- ✓ Une conduite de vidange.

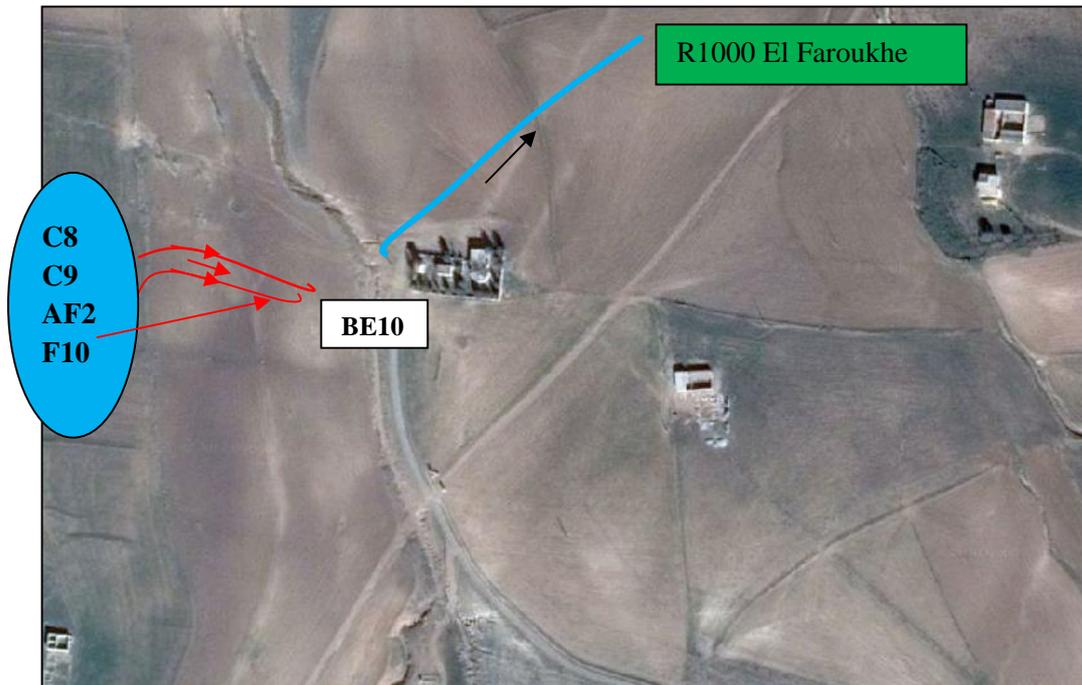


Figure III-7 : site de la bête de reprise E10.

B. Le bâtiment de pompage

Le bâtiment de pompage sera organisé en forme rectangulaire (9 m x 9 m) abrite le matériel hydraulique de pompage :

- ✓ 02 groupes électropompes d'un débit unitaire de **295.2 m³/h**, dont un en secours.
- ✓ la robinetterie amont et avale des groupes,
- ✓ les conduites d'aspiration,
- ✓ le collecteur général d'aspiration,
- ✓ les conduites de liaison au collecteur de refoulement principal,
- ✓ Le collecteur de refoulement,
- ✓ Les compresseurs pour réservoirs anti bête

2. Caractéristiques hydraulique du forage C9

Le forage C9 est situé sur une cote de 915.00 m NGA, et caractériser par :

- ✓ Une profondeur : 250 m.
- ✓ Niveau dynamique : 76.02m.
- ✓ Niveau statique : 75.95m.

le débit de projet $108\text{m}^3/\text{h} = 0.03\text{m}^3/\text{s} = 30 \text{ l/s}$.

- ✓ Encrage de pompe : 96 m.
- ✓ une longueur du refoulement **L= 2554 ml**
- ✓ un dénivelé entre la bache E10 (930.2 m) et le forage C9 (838.98 m) égale à **Hg= 91.22m.**

$$D_{C_{\text{Bonnin}}} = \sqrt{0,03} = 173.2 \text{ mm}$$

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

➤ **Calcul les frais d'exploitation**

Tableau III.13 : Calcul de la Hauteur Manométrique Total (HMT)
du tronçon (C9- B E10)

Diamètre Ext en MM	Epaisseur en MM	V(m/s)	Reynolds		Hi(m)	I(m/m)	Ht(m)	HMT(m)
90	8,2	7,055	519246,746	0,013	1214,822	0,458	1336,304	1427,524
110	10,0	4,718	424628,45	0,013	461,017	0,174	507,118	598,338
125	11,4	3,659	373938,948	0,014	247,699	0,093	272,469	363,689
160	14,6	2,234	292175,539	0,014	77,286	0,029	85,015	176,235
200	18,2	1,428	233597,558	0,015	26,931	0,010	29,624	120,844
250	22,7	0,913	186786,708	0,016	8,803	0,003	9,684	100,904
315	28,6	0,575	148241,119	0,016	2,945	0,001	3,239	94,459
400	36,3	0,357	116727,43	0,017	0,944	0,000	1,038	92,258
500	45,4	0,228	93393,3541	0,018	0,327	0,000	0,359	91,579

Tableau III.14: Frais d'exploitation du tronçon (C9- B E10)

D(mm)	Q(m3/s)	HMT (m)	e DA/Kwh	P _p (Kw)	Ea*10 ⁵ (kwh)	Fexp*10 ⁵
						(DA)
90	0,03	1427,524	5,23	646,33	47,18	246,75
110	0,03	598,338	5,23	270,9	19,77	103,40
125	0,03	363,689	5,23	164,66	12,02	62,86
160	0,03	176,235	5,23	79,79	5,82	30,44
200	0,03	120,844	5,23	54,71	3,99	20,87
250	0,03	100,904	5,23	45,68	3,33	17,42
315	0,03	94,459	5,23	42,76	3,12	16,32
400	0,03	92,258	5,23	41,77	3,04	15,90
500	0,03	91,579	5,23	41,46	3,02	15,79

➤ Calcul les frais d'amortissement

Tableau III.15: Frais d'amortissement du tronçon (C9- B E10)

D (mm)	L (m)	Pml DA /ml	Ptc*10 ⁶ (DA)	A	Fam*10 ⁵
					(DA)
90	2650	571,69	1,51	0,0888	1,34
110	2650	844,3	2,23	0,0888	1,98
125	2650	1 093,08	2,89	0,0888	2,56
160	2650	1 786,51	4,73	0,0888	4,20
200	2650	2 805,48	7,43	0,0888	6,59
250	2650	4 340,56	11,5	0,0888	10,21
315	2650	6 881,37	18,23	0,0888	16,18
400	2650	11 116,05	29,45	0,0888	26,15
500	2650	17 335,76	45,93	0,0888	40,78

➤ Bilan des couts

Tableau III.16: Cout total du tronçon (C9- B E10)

D (mm)	Fam*10 ⁵ (DA)	Fexp*10 ⁵ (DA)	Ct*10 ⁵ (DA)
90	1,34	246,75	318,52
110	1,98	103,4	132,12
125	2,56	62,86	79,97
160	4,2	30,44	39,79
200	6,59	20,87	30,36
250	10,21	17,42	30,26
315	16,18	16,32	35,86
400	26,15	15,9	46,12
500	40,78	15,79	62,91

L'interprétation graphique des résultats du bilan est montrée dans la figure suivante :

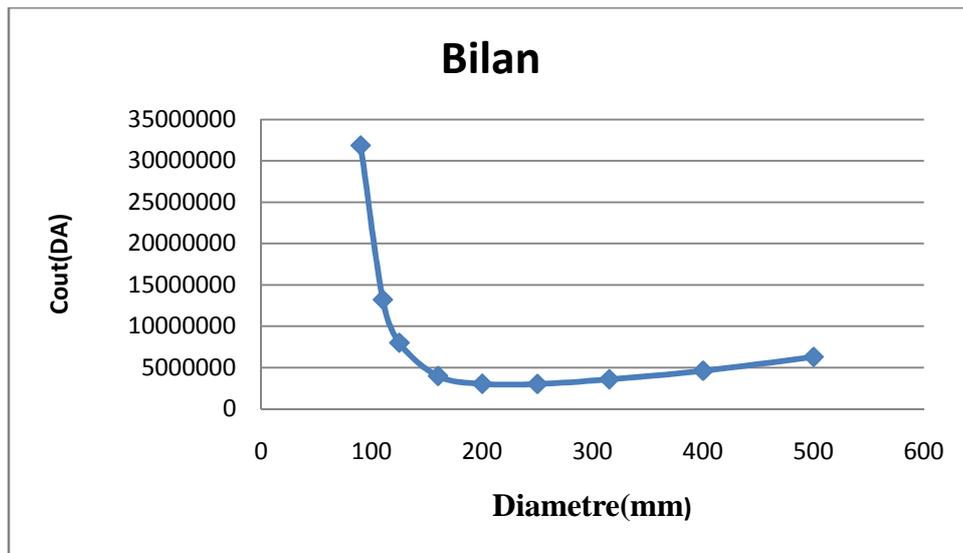


Figure III-8 : bilan des frais d'amortissement et d'exploitations du tronçon (C9- B E10)

Ñ Selon la combinaison des frais d'amortissement et d'exploitation, le diamètre économique est

Dext= **250mm**, PEHD PN 16, avec une vitesse de $V = 0.91\text{m/s}$.

Les caractéristiques sont données dans le tableau suivant :

Tableau III.17: les caractéristiques des conduites (C9- B E10)

Tronçon	D extérieur (mm)	D intérieur (mm)	Epaisseur (mm)	V (m/s)	Longueur (ml)
C9- B E10	250	204.6	22,7	0.91	2554

III.9.1.4- Tronçon Forage F10 vers B E10 :

A- caractéristiques hydraulique du forage F10

Le forage F10 est situé sur une cote de 946.00 m NGA, et caractériser par :

- ✓ Niveau dynamique : 117m
- ✓ Niveau statique : 109m.
- ✓ Débit : $12\text{ l/s} = 0,012\text{m}^3/\text{s} = 43,2\text{ m}^3/\text{h}$.
- ✓ Calage de pompe : 168 m.
- ✓ une longueur entre F10 et la bêche de reprise E10 égale $L=1372\text{ml}$.
- ✓ un dénivelé entre le forage F10 (Cote dynamique 829 m) et la bêche E10 (CTP 930.23 m) égale à **Hg=101.23m**

$$D_{C_{\text{Bonnin}}} = \sqrt{0,012} = 109,5 \text{ mm}$$

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

Tableau III.18: Calcul de la Hauteur Manométrique Total (HMT)
du tronçon (F10- B E10)

Diamètre Ext en MM	Epaisseur en MM	V(m/s)	Reynolds		Hi(m)	I(m/m)	Ht(m)	HMT(m)
90	8,2	2,822	207698,698	0,015	127,393	0,083	140,133	241,363
110	10,0	1,887	169851,38	0,016	49,700	0,032	54,669	155,899
125	11,4	1,464	149575,579	0,016	26,321	0,017	28,954	130,184
160	14,6	0,894	116870,216	0,017	8,144	0,005	8,959	110,189
200	18,2	0,571	93439,0233	0,018	2,817	0,002	3,099	104,329
250	22,7	0,365	74714,6833	0,019	0,972	0,001	1,069	102,299
315	28,6	0,230	59296,4476	0,02	0,322	0,000	0,354	101,584
400	36,3	0,143	46690,9719	0,021	0,102	0,000	0,113	101,343
500	45,4	0,091	37357,3417	0,022	0,035	0,000	0,039	101,269

Tableau III.19: Frais d'exploitation du tronçon (F10- B E10)

D(mm)	Q(m3/s)	HMT (m)	e DA/Kwh	P _p (Kw)	Ea*10 ⁵ (kwh)	Fexp*10 ⁵
						(DA)
90	0,012	241,363	5,23	43,71	3,19	16,68
110	0,012	155,899	5,23	28,23	2,06	10,77
125	0,012	130,184	5,23	23,57	1,72	9,00
160	0,012	110,189	5,23	19,95	1,45	7,58
200	0,012	104,329	5,23	18,89	1,37	7,17
250	0,012	102,299	5,23	18,52	1,35	7,06
315	0,012	101,584	5,23	18,39	1,34	7,01
400	0,012	101,343	5,23	18,35	1,33	6,96
500	0,012	101,269	5,23	18,34	1,33	6,96

➤ Calcul les frais d'amortissement

Tableau III.20: Frais d'amortissement du tronçon (F10- B E10)

D (mm)	L (m)	Pml DA /ml	Ptc*10 ⁶ (DA)	A	Fam*10 ⁵
					(DA)
90	1540	571,69	0,88	0,0888	0,78
110	1540	844,3	1,3	0,0888	1,15
125	1540	1 093,08	1,68	0,0888	1,49
160	1540	1 786,51	2,75	0,0888	2,44
200	1540	2 805,48	4,32	0,0888	3,83
250	1540	4 340,56	6,68	0,0888	5,93
315	1540	6 881,37	10,59	0,0888	9,40
400	1540	11 116,05	17,11	0,0888	15,19
500	1540	17 335,76	26,69	0,0888	23,70

➤ Bilan des couts

Tableau III.21: Cout total du tronçon (F10- B E10)

D (mm)	Fam*10 ⁵ (DA)	Fexp*10 ⁵ (DA)	Ct*10 ⁵ (DA)
90	0,78	16,68	17,46
110	1,15	10,77	11,92
125	1,49	9	10,49
160	2,44	7,58	10,02
200	3,83	7,17	11,00
250	5,93	7,06	12,99
315	9,4	7,01	16,41
400	15,19	6,96	22,15
500	23,7	6,96	30,66

L'interprétation graphique des résultats du bilan est montrée dans la figure suivante :

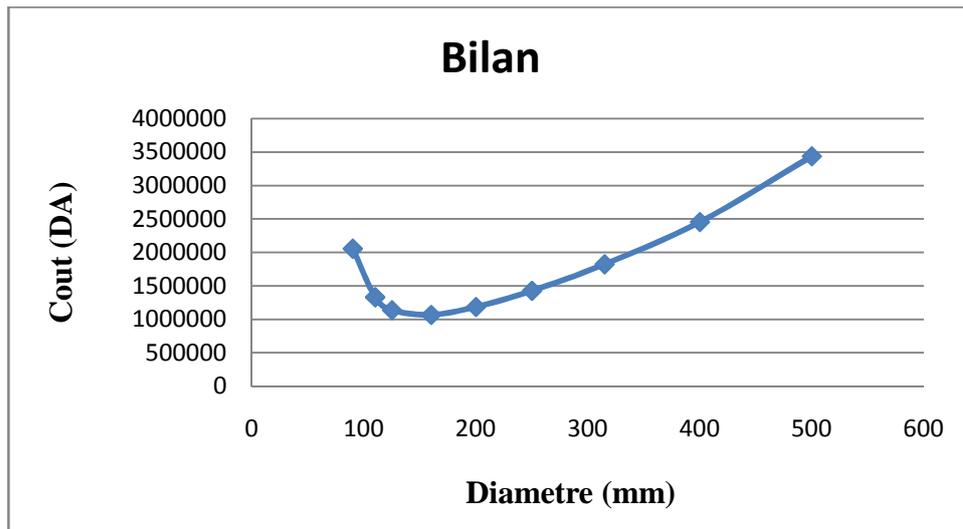


Figure III-9 : bilan des frais d'amortissement et d'exploitations (F10- B E10)

Ń Selon la combinaison des frais d'amortissement et d'exploitation, le diamètre économique est $D_{ext} = 160\text{mm}$, PEHD PN 16, avec une vitesse de $V = 0.89\text{ m/s}$.

Les caractéristiques sont données dans le tableau suivant :

Tableau III.22: les caractéristiques des conduites (F10- B E10)

Tronçon	D extérieur (mm)	D intérieur (mm)	Epaisseur (mm)	V (m/s)	Longueur (ml)
F10- BE10	160	130.8	14.6	0.89	1372

III.9.1.5- Tronçon Bâche de reprise E10 vers le réservoir R1000m³ El Faroukhe

Le débit à refouler s'élève donc à $Q = 295,2\text{m}^3/\text{h} = 82\text{ l/s} = 0,082\text{m}^3/\text{s}$;

- ✓ une longueur entre la bâche de reprise E10 et R1000m³ égale $L = 7872.00\text{ml}$.
- ✓ un dénivelé entre la bâche E10 (928.00 m) et le R1000m³ (979.00 m) égale à $H_g = 51.00\text{ m}$.
- ✓ $D_{C_{\text{Bonnin}}} = \sqrt{0,082} = 286,4\text{ mm}$

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

- Calcul les frais d'exploitation

Tableau III.23: Calcul de la Hauteur Manométrique Total (HMT) du tronçon (BE10-R1000)

Diamètre Ext en MM	Epaisseur en MM	V(m/s)	Reynolds		Hi(m)	I(m/m)	Ht(m)	HMT(m)
90	8,2	19,284	1419274,439	0,011	22298,625	2,833	24528,488	24579,488
110	10,0	12,896	1160651,097	0,011	8155,575	1,036	8971,133	9022,133
125	11,4	10,001	1022099,792	0,011	4319,293	0,549	4751,222	4802,222
160	14,6	6,106	798613,1401	0,012	1372,199	0,174	1509,419	1560,419
200	18,2	3,903	638499,9922	0,012	448,270	0,057	493,096	544,096
250	22,7	2,495	510550,3359	0,013	158,741	0,020	174,615	225,615
315	28,6	1,572	405192,3923	0,014	53,825	0,007	59,208	110,208
400	36,3	0,975	319054,9747	0,014	16,293	0,002	17,923	68,923
500	45,4	0,624	255275,168	0,015	5,724	0,001	6,296	57,296

Tableau III.24 : Frais d'exploitation du tronçon BE10-R1000

D(mm)	Q(m3/s)	HMT (m)	e	P _p (Kw)	Ea*10 ⁵ (kwh)	Fexp*10 ⁵
			DA/Kwh			(DA)
90	0,082	24579,488	5,23	30418,81	2220,57	11613,58
110	0,082	9022,133	5,23	11165,51	815,08	4262,87
125	0,082	4802,222	5,23	5943,08	433,84	2268,98
160	0,082	1560,419	5,23	1931,12	140,97	737,27
200	0,082	544,096	5,23	673,35	49,15	257,05
250	0,082	225,615	5,23	279,21	20,38	106,59
315	0,082	110,208	5,23	136,39	9,95	52,04
400	0,082	68,923	5,23	85,29	6,22	32,53
500	0,082	57,296	5,23	70,9	5,17	27,04

➤ Calcul les frais d'amortissement

Tableau III.25 : Frais d'amortissement du tronçon (BE10-R1000)

D (mm)	L (m)	Pml	Ptc*10 ⁶	A	Fam*10 ⁵
		DA /ml	(DA)		(DA)
90	7872	571,69	4,5	0,0888	3,99
110	7872	844,3	6,64	0,0888	5,89
125	7872	1 093,08	8,6	0,0888	7,63
160	7872	1 786,51	14,06	0,0888	12,48
200	7872	2 805,48	22,08	0,0888	19,60
250	7872	4 340,56	34,16	0,0888	30,33
315	7872	6 881,37	54,17	0,0888	48,10
400	7872	11 116,05	87,5	0,0888	77,70
500	7872	17 335,76	136,46	0,0888	121,17

➤ Bilan des couts

Tableau III.26 : Cout total du tronçon (BE10-R1000)

D (mm)	Fam*10 ⁵ (DA)	Fexp*10 ⁵ (DA)	Ct*10 ⁵ (DA)
90	3,99	11613,58	11617,57
110	5,89	4262,87	4268,76
125	7,63	2268,98	2276,61
160	12,48	737,27	749,75
200	19,6	257,05	276,65
250	30,33	106,59	136,92
315	48,1	52,04	100,14
400	77,7	32,53	110,23
500	121,17	27,04	148,21

L'interprétation graphique des résultats du bilan est montrée dans la figure suivante :

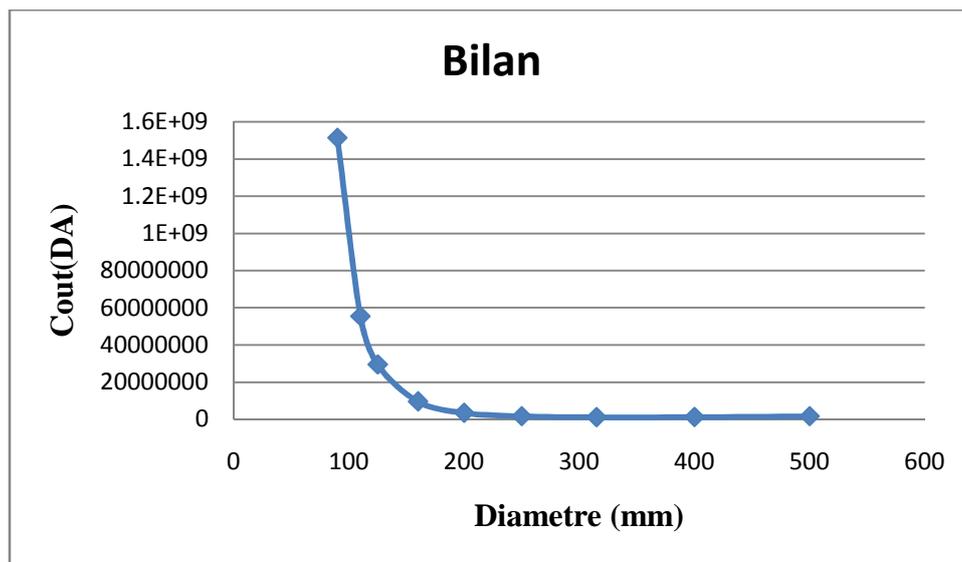


Figure III-10 : bilan des frais d'amortissement et d'exploitations (BE10-R1000)

Ñ Selon la combinaison des frais d'amortissement et d'exploitation, le diamètre économique est

Dext= **315mm**, PEHD PN 16, avec une vitesse de V = 1.57 m/s.

Les caractéristiques sont données dans le tableau suivant :

Tableau III.27 : les caractéristiques de conduite (BE10-R1000)

Tronçon	D extérieur (mm)	D intérieur (mm)	Epaisseur (mm)	V (m/s)	Longueur (ml)
BE10-R1000	315	257.8	28.6	1.57	7872

III.9.1.6- Le bilan global pour la première variante

Le tableau ci-après regroupe le bilan global des différents tronçons :

Tableau III.28: Les bilans de chaque tronçon

tronçon	Bilan (Variante 1) - DA-
forage F10 – Bâche E10	10,02*10 ⁵
forage C9 - Bâche E10	30,26*10 ⁵
forageE3 – Bâche 600	29,09*10 ⁵
Bâche E10 – R de distribution	100,14*10 ⁵
Bâche B600 – R de distribution	110,86*10 ⁵
Total	280,37*10⁵ DA

III.9.2- Variante N°02

Contrairement à l'adduction par refoulement, dans une adduction gravitaire le point de captage se situe à une altitude supérieure à celle du réservoir de desserte de l'agglomération. Et cette adduction gravitaire se fait par les conduites en charge.

Ñ Cette variante caractérise par un refoulement de tous les débits des forages (C9, C8, AF2 et F10) vers un réservoir tampon projetée et ensuit l'adduction entre le réservoir tampon projeté et le réservoir El Faroukhe ce fait en gravitaire.

Ñ Dans ce cas nous avons étudié de Réaliser un réservoir tampon projetée au niveau du couloir 2.

Ñ Donc l'adduction gravitaire commence à partir du réservoir tampon de CTN=**1015.00m NGA** vers le réservoir R1000m³ EL Faroukhe de cote de terrain 977,80m.

Ñ La cote trop-pleins du réservoir 1000 m³ projetée égale **1019.00 mNGA**.

Ñ Le volume de réservoir égal 1000m³, et aussi transféré un débit atteint 110 l/s en cas de ajuté un notre forage projetée.

Tableau III.29: caractéristiques des forages (variante gravitaire)

Forage	Q (l/s)	CTN (m)	Niveau dynamique (m)	Calage de pompe (m)	Hg (m)
C8	15	895	80	101	204.00
C9	30	915	76.02	96	180.02
AF2	25	899	48	68	168.00
F10	12	946	116	168	190.00

Tableau III.30: les longueurs entre les forages et R1000 projetée

Tronçon	Longueur (ml)
Forage C8 – R1000 projetée	1372
Forage C9 – R1000 projetée	3500
Forage AF2 – R1000 projetée	3400
Forage F10 – R1000 projetée	1600
R1000 projetée- R El Faroukhe	8100

Remarque

Pour les longueurs des tronçons nous avons gardée même cheminement existant entre les forages et la bêche de reprise existant E10 plus la distance entre la bêche E10 et le réservoir projeté 1000m³.

III.9.2.1- Tronçon Forage F10 vers le réservoir Tampon R1000

Les donnés sur le forage F10 :

- ✓ Débit : 12 l/s=0,012m³/s=43,2 m³/h.
- ✓ Calage de pompe du forage F10 égale : 168 m.
- ✓ une longueur entre F10 et le réservoir Tampon projeté égale : **L=1600ml**.
- ✓ un dénivelé entre le forage F10 (Cote dynamique 829 m) et le réservoir Tampon (CTP 1019m) égale à **Hg=190m**

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

➤ **Calcul les frais d'exploitation**

Tableau III.31: Calcul de la Hauteur Manométrique Total (HMT)
du tronçon F10 vers le réservoir Tampon R1000

Diamètre Ext en MM	Epaisseur en MM	V(m/s)	Reynolds		Hi(m)	I(m/m)	Ht(m)	HMT(m)
90	8,2	2,822	207698,698	0,015	146,254	0,091	160,880	350,880
110	10,0	1,887	169851,38	0,015	53,492	0,033	58,841	248,841
125	11,4	1,464	149575,579	0,016	30,218	0,019	33,240	223,240
160	14,6	0,894	116870,216	0,017	9,350	0,006	10,285	200,285
200	18,2	0,571	93439,0233	0,018	3,234	0,002	3,558	193,558
250	22,7	0,365	74714,6833	0,019	1,116	0,001	1,228	191,228
315	28,6	0,230	59296,4476	0,02	0,370	0,000	0,407	190,407
400	36,3	0,143	46690,9719	0,021	0,118	0,000	0,129	190,129
500	45,4	0,091	37357,3417	0,022	0,040	0,000	0,044	190,044

Tableau III.32: Frais d'exploitation du tronçon F10 vers le réservoir Tampon R1000

D(mm)	Q(m ³ /s)	HMT (m)	e	P _p (Kw)	Ea*10 ⁵ (kwh)	Fexp*10 ⁵
			DA/Kwh			(DA)
90	0,012	350,88	5,23	63,54	4,63	24,21
110	0,012	248,841	5,23	45,06	3,28	17,15
125	0,012	223,24	5,23	40,43	2,95	15,43
160	0,012	200,285	5,23	36,27	2,64	13,81
200	0,012	193,558	5,23	35,05	2,55	13,34
250	0,012	191,228	5,23	34,63	2,52	13,18
315	0,012	190,407	5,23	34,48	2,51	13,13
400	0,012	190,129	5,23	34,43	2,51	13,13
500	0,012	190,044	5,23	34,41	2,51	13,13

➤ Calcul les frais d'amortissement

Tableau III.33: Frais d'amortissement du tronçon F10 vers le réservoir Tampon R1000

D(mm)	L (m)	Pml	Ptc*10 ⁶	A	Fam*10 ⁵
		DA /ml	(DA)		(DA)
90	1768	571,69	1,01	0,0888	0,89
110	1768	844,3	1,49	0,0888	1,32
125	1768	1 093,08	1,93	0,0888	1,71
160	1768	1 786,51	3,15	0,0888	2,79
200	1768	2 805,48	4,96	0,0888	4,40
250	1768	4 340,56	7,67	0,0888	6,81
315	1768	6 881,37	12,16	0,0888	10,79
400	1768	11 116,05	19,65	0,0888	17,44
500	1768	17 335,76	30,64	0,0888	27,20

➤ Bilan des couts

Tableau III.34: Cout total du du tronçon F10 vers le réservoir Tampon R1000

D (mm)	Fam*10 ⁵ (DA)	Fexp*10 ⁵ (DA)	Ct*10 ⁵ (DA)
90	0,89	24,21	25,1
110	1,32	17,15	18,47
125	1,71	15,43	17,14
160	2,79	13,81	16,6
200	4,4	13,34	17,74
250	6,81	13,18	19,99
315	10,79	13,13	23,92
400	17,44	13,13	30,57
500	27,2	13,13	40,33

L'interprétation graphique des résultats du bilan est montrée dans la figure suivante :

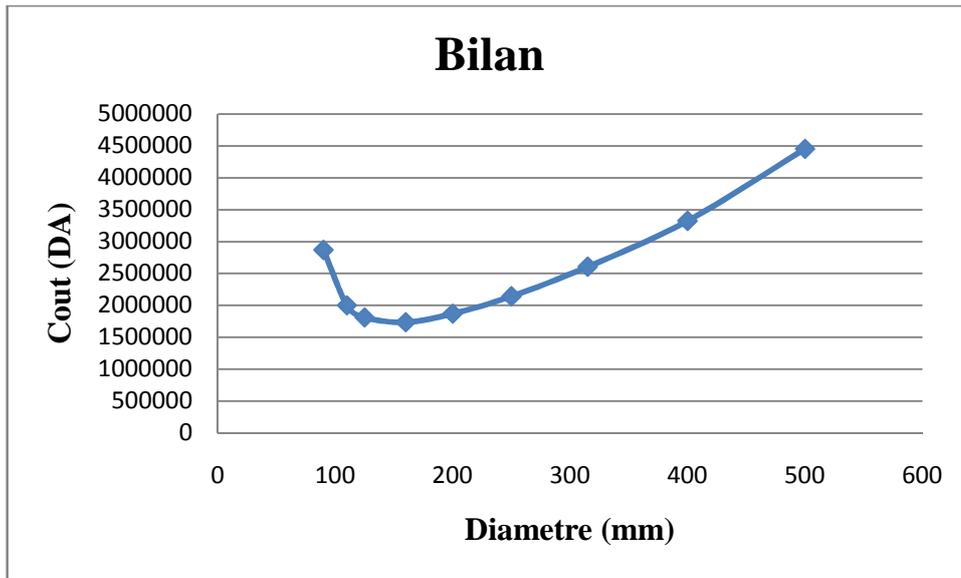


Figure III-11 : bilan des frais d'amortissement et d'exploitations du tronçon F10 vers le réservoir Tampon R1000

- Selon la combinaison des frais d'amortissement et d'exploitation, le diamètre économique est

Dext= **160mm**, PEHD PN 16, avec une vitesse de $V = 0.89$ m/s.

Les caractéristiques sont données dans le tableau suivant :

Tableau III.35: les caractéristiques de la conduite (F10- réservoir Tampon)

Tronçon	D extérieur (mm)	D intérieur (mm)	Epaisseur (mm)	V (m/s)	Longueur (ml)
F10 - le réservoir Tampon	160	158.22	14.6	0.89	1600

III.9.2.2. Tronçon Forage C9 vers le réservoir Tampon R1000

Les données sur le forage C9 :

- ✓ Débit : $30 \text{ l/s} = 0,030 \text{ m}^3/\text{s} = 108 \text{ m}^3/\text{h}$.
- ✓ calage de pompe : 96 m.
- ✓ une longueur entre C9 et le réservoir Tampon projeté égale : **L=3500ml**.
- ✓ un dénivelé entre le forage C9 (Cote dynamique 838.98 m) et le réservoir Tampon (CTP 1019m) égale à **Hg=180.02m**

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

➤ **Calcul les frais d'exploitation**

Tableau III.36: Calcul de la Hauteur Manométrique Total (HMT)
du tronçon C9 vers le réservoir Tampon R1000

Diamètre Ext en MM	Epaisseur en MM	V(m/s)	Reynolds		Hi(m)	I(m/m)	Ht(m)	HMT(m)
90	8,2	7,055	519246,746	0,013	1611,306	0,448	1772,437	1952,457
110	10,0	4,718	424628,45	0,013	589,325	0,164	648,257	828,277
125	11,4	3,659	373938,948	0,014	336,122	0,093	369,735	549,755
160	14,6	2,234	292175,539	0,014	97,884	0,027	107,673	287,693
200	18,2	1,428	233597,558	0,015	34,261	0,010	37,687	217,707
250	22,7	0,913	186786,708	0,016	11,946	0,003	13,140	193,160
315	28,6	0,575	148241,119	0,016	3,761	0,001	4,137	184,157
400	36,3	0,357	116727,43	0,017	1,210	0,000	1,331	181,351
500	45,4	0,228	93393,3541	0,018	0,420	0,000	0,462	180,482

Tableau III.37: Frais d'exploitation du tronçon C9 vers le réservoir Tampon R1000

D(mm)	Q(m3/s)	HMT (m)	e DA/Kwh	P _p (Kw)	Ea*10 ⁵ (kwh)	Fexp*10 ⁵
						(DA)
90	0,03	1952,457	5,23	884,01	64,53	337,49
110	0,03	828,277	5,23	375,01	27,37	143,15
125	0,03	549,755	5,23	248,91	18,17	95,03
160	0,03	287,693	5,23	130,25	9,5	49,69
200	0,03	217,707	5,23	98,57	7,19	37,60
250	0,03	193,16	5,23	87,45	6,38	33,37
315	0,03	184,157	5,23	83,38	6,08	31,80
400	0,03	181,351	5,23	82,11	5,99	31,33
500	0,03	180,482	5,23	81,71	5,96	31,17

➤ **Calcul les frais d'amortissement**

Tableau III.38: Frais d'amortissement du tronçon C9 vers le réservoir Tampon R1000

D(mm)	L (m)	Pml DA /ml	Ptc*10 ⁶ (DA)	A	Fam*10 ⁵
					(DA)
90	3596	571,69	2,05	0,0888	1,82
110	3596	844,3	3,03	0,0888	2,69
125	3596	1 093,08	3,93	0,0888	3,48
160	3596	1 786,51	6,42	0,0888	5,70
200	3596	2 805,48	10,08	0,0888	8,95
250	3596	4 340,56	15,6	0,0888	13,85
315	3596	6 881,37	24,74	0,0888	21,96
400	3596	11 116,05	39,97	0,0888	35,49
500	3596	17 335,76	62,33	0,0888	55,34

➤ **Bilan des couts****Tableau III.39:** Cout total du tronçon C9 vers le réservoir Tampon R1000

D (mm)	Fam*10 ⁵ (DA)	Fexp*10 ⁵ (DA)	Ct*10 ⁵ (DA)
90	1,82	337,49	339,31
110	2,69	143,15	145,84
125	3,48	95,03	98,51
160	5,7	49,69	55,39
200	8,95	37,6	46,55
250	13,85	33,37	47,22
315	21,96	31,8	53,76
400	35,49	31,33	66,82
500	55,34	31,17	86,51

L'interprétation graphique des résultats du bilan est montrée dans la figure suivante :

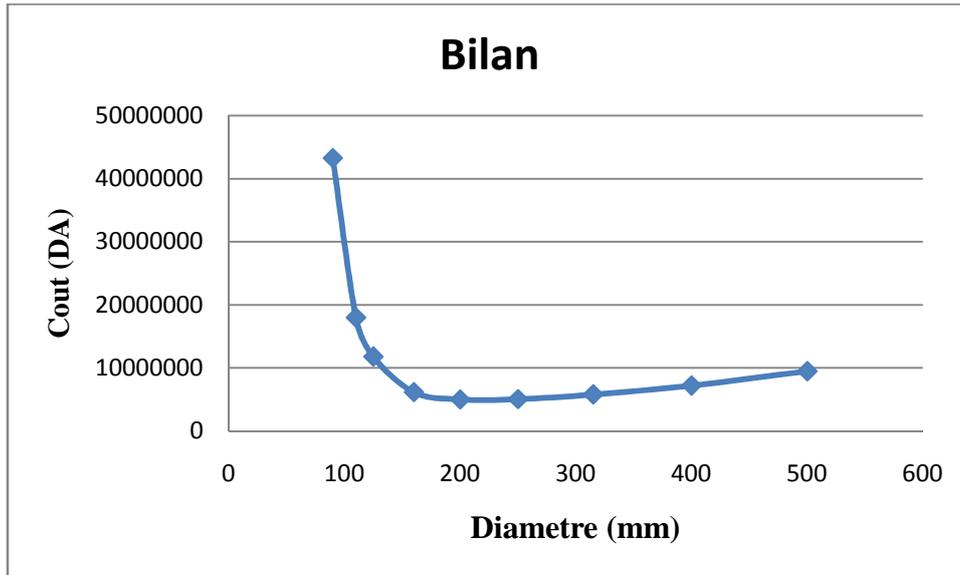


Figure III-12 : bilan des frais d'amortissement et d'exploitations du tronçon C9 vers le réservoir Tampon R1000

- Selon la combinaison des frais d'amortissement et d'exploitation, le diamètre économique est : $D_{ext} = 200\text{mm}$, PEHD PN 16, avec une vitesse de $V = 1.42\text{ m/s}$.

Les caractéristiques sont données dans le tableau suivant :

Tableau III.40: les caractéristiques des conduites

Tronçon	D extérieur (mm)	D intérieur (mm)	Epaisseur (mm)	V (m/s)	Longueur (ml)
F10 - le réservoir Tampon	200	163.6	18.2	1.42	3500

III.9.2.3. Tronçon Forage AF2 vers le réservoir Tampon R1000

Les données sur le forage AF2 :

- ✓ Débit : $25\text{ l/s} = 0,025\text{ m}^3/\text{s} = 90\text{ m}^3/\text{h}$.
- ✓ Profondeur = 150m
- ✓ calage de pompe : 68m.
- ✓ une longueur entre C9 et le réservoir Tampon projeté égale : **L=3400ml**.
- ✓ un dénivelé entre le forage AF2(Cote dynamique 851 m) et le réservoir Tampon (CTP 1019m) égale à **Hg=168 m**

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

➤ **Calcul les frais d'exploitation**

Tableau III.41: Calcul de la Hauteur Manométrique Total (HMT) du tronçon AF2 vers le réservoir Tampon R1000

Diamètre Ext en MM	Epaisseur en MM	V(m/s)	Reynolds		Hi(m)	I(m/m)	Ht(m)	HMT(m)
90	8,2	5,879	432705,622	0,013	1079,133	0,311	1187,047	1355,047
110	10,0	3,932	353857,042	0,014	425,046	0,123	467,551	635,551
125	11,4	3,049	311615,79	0,014	225,110	0,065	247,621	415,621
160	14,6	1,861	243479,616	0,015	70,238	0,020	77,262	245,262
200	18,2	1,190	194664,632	0,015	22,945	0,007	25,240	193,240
250	22,7	0,761	155655,59	0,016	8,000	0,002	8,800	176,800
315	28,6	0,479	123534,266	0,017	2,676	0,001	2,944	170,944
400	36,3	0,297	97272,8581	0,018	0,858	0,000	0,944	168,944
500	45,4	0,190	77827,7951	0,018	0,281	0,000	0,309	168,309

Tableau III.42: Frais d'exploitation du tronçon AF2 vers le réservoir Tampon R1000

D(mm)	Q(m3/s)	HMT (m)	e DA/Kwh	P _p (Kw)	Ea*10 ⁵ (kwh)	Fexp*10 ⁵
						(DA)
90	0,025	1355,047	5,23	511,26	37,32	195,18
110	0,025	635,551	5,23	239,79	17,5	91,53
125	0,025	415,621	5,23	156,81	11,44	59,83
160	0,025	245,262	5,23	92,53	6,75	35,30
200	0,025	193,24	5,23	72,91	5,32	27,82
250	0,025	176,8	5,23	66,7	4,86	25,42
315	0,025	170,944	5,23	64,49	4,7	24,58
400	0,025	168,944	5,23	63,74	4,65	24,32
500	0,025	168,309	5,23	63,5	4,63	24,21

➤ **Calcul les frais d'amortissement**

Tableau III.43: Frais d'amortissement du tronçon AF2 vers le réservoir Tampon R1000

D (mm)	L (m)	Pml DA /ml	Ptc*10 ⁶ (DA)	A	Fam*10 ⁵
					(DA)
90	3468	571,69	1,98	0,0888	1,75
110	3468	844,3	2,92	0,0888	2,59
125	3468	1 093,08	3,79	0,0888	3,36
160	3468	1 786,51	6,19	0,0888	5,49
200	3468	2 805,48	9,72	0,0888	8,63
250	3468	4 340,56	15,05	0,0888	13,36
315	3468	6 881,37	23,86	0,0888	21,14
400	3468	11 116,05	38,55	0,0888	34,23
500	3468	17 335,76	60,12	0,0888	53,38

➤ **Bilan des couts**

Tableau III.44: Cout total du tronçon AF2 vers le réservoir Tampon R1000

D (mm)	Fam*10 ⁵ (DA)	Fexp*10 ⁵ (DA)	Ct*10 ⁵ (DA)
90	1,75	195,18	196,93
110	2,59	91,53	94,12
125	3,36	59,83	63,19
160	5,49	35,3	40,79
200	8,63	27,82	36,45
250	13,36	25,42	38,78
315	21,14	24,58	45,72
400	34,23	24,32	58,55
500	53,38	24,21	77,59

L'interprétation graphique des résultats du bilan est montrée dans la figure suivante :

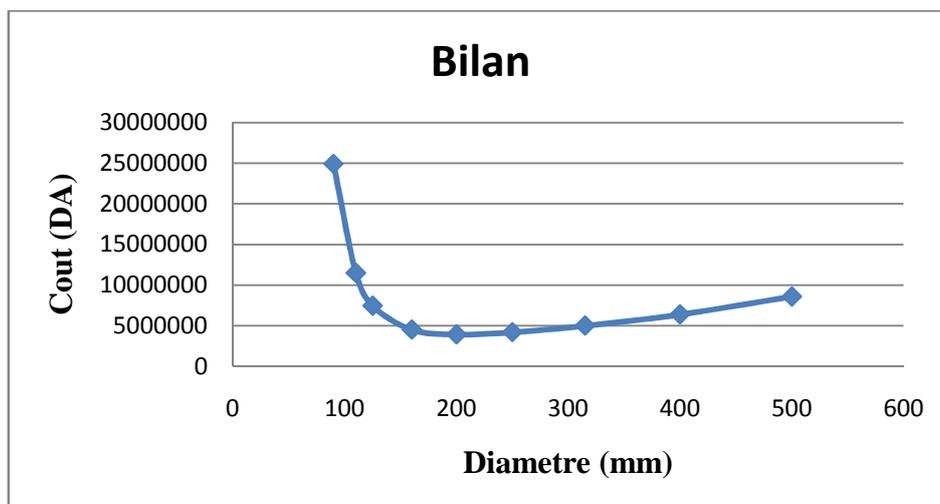


Figure III-13 : bilan des frais d'amortissement et d'exploitations du tronçon AF2 vers le réservoir Tampon R1000

- Selon la combinaison des frais d'amortissement et d'exploitation, le diamètre économique est : $D_{ext} = 200\text{mm}$, PEHD PN 16, avec une vitesse de $V = 1.19\text{ m/s}$.

Les caractéristiques sont données dans le tableau suivant :

Tableau III.45: les caractéristiques des conduites

Tronçon	D extérieur (mm)	D intérieur (mm)	Epaisseur (mm)	V (m/s)	Longueur (ml)
F10 - le réservoir Tampon	200	163.6	18.2	1.19	3400

III.9.2.4. Tronçon Forage C8 vers le réservoir Tampon R1000

Les données sur le forage C8 :

- ✓ Débit : $15\text{ l/s} = 0,015\text{ m}^3/\text{s} = 54\text{ m}^3/\text{h}$.
- ✓ calage de pompe : 101 m.
- ✓ une longueur entre C8 et le réservoir Tampon projeté égale : **$L = 1372\text{ml}$** .
- ✓ un dénivelé entre le forage C8 (Cote dynamique 815 m) et le réservoir Tampon (CTP 1019m) égale à **$H_g = 204\text{ m}$**
- Les résultats trouvés pour le calcul du diamètre économique de ce tronçon sont donnés dans les tableaux suivants :

➤ **Calcul des frais d'exploitation**

Tableau III.46: Calcul de la Hauteur Manométrique Total (HMT) du tronçon C8 vers le réservoir Tampon R1000

Diamètre Ext en MM	Epaisseur en MM	V(m/s)	Reynolds		Hi(m)	I(m/m)	Ht(m)	HMT(m)
90	8,2	3,527	259623,373	0,015	190,392	0,129	209,431	413,431
110	10,0	2,359	212314,225	0,015	69,635	0,047	76,598	280,598
125	11,4	1,829	186969,474	0,016	39,338	0,027	43,272	247,272
160	14,6	1,117	146087,77	0,016	11,456	0,008	12,601	216,601
200	18,2	0,714	116798,779	0,017	3,976	0,003	4,374	208,374
250	22,7	0,456	93393,3541	0,018	1,376	0,001	1,514	205,514
315	28,6	0,288	74120,5596	0,018	0,433	0,000	0,477	204,477
400	36,3	0,178	58363,7149	0,019	0,138	0,000	0,152	204,152
500	45,4	0,114	46696,6771	0,019	0,045	0,000	0,050	204,050

Tableau III.47: Frais d'exploitation du tronçon C8 vers le réservoir Tampon R1000

D (mm)	Q (m3/s)	HMT (m)	e DA/Kwh	P _p (Kw)	Ea*10 ⁵ (kwh)	Fexp*10 ⁵
						(DA)
90	0,015	413,431	5,23	93,59	6,83	35,72
110	0,015	280,598	5,23	63,52	4,63	24,21
125	0,015	247,272	5,23	55,97	4,08	21,34
160	0,015	216,601	5,23	49,03	3,57	18,67
200	0,015	208,374	5,23	47,17	3,44	17,99
250	0,015	205,514	5,23	46,52	3,39	17,73
315	0,015	204,477	5,23	46,29	3,37	17,63
400	0,015	204,152	5,23	46,21	3,37	17,63
500	0,015	204,05	5,23	46,19	3,37	17,63

➤ **Calcul les frais d'amortissement**

Tableau III.48: Frais d'amortissement du tronçon C8 vers le réservoir Tampon R1000

D (mm)	L (m)	Pml	Ptc*10 ⁶	A	Fam*10 ⁵
		DA /ml	(DA)		(DA)
90	1473	571,69	0,84	0,0888	0,74
110	1473	844,3	1,24	0,0888	1,10
125	1473	1 093,08	1,61	0,0888	1,42
160	1473	1 786,51	2,63	0,0888	2,33
200	1473	2 805,48	4,13	0,0888	3,66
250	1473	4 340,56	6,39	0,0888	5,67
315	1473	6 881,37	10,13	0,0888	8,99
400	1473	11 116,05	16,37	0,0888	14,53
500	1473	17 335,76	25,53	0,0888	22,67

➤ **Bilan des couts**

Tableau III.49: Cout total du tronçon C8 vers le réservoir Tampon R1000

D (mm)	Fam*10 ⁵ (DA)	Fexp*10 ⁵ (DA)	Ct*10 ⁵ (DA)
90	0,74	35,72	36,46
110	1,1	24,21	25,31
125	1,42	21,34	22,76
160	2,33	18,67	21,00
200	3,66	17,99	21,65
250	5,67	17,73	23,4
315	8,99	17,63	26,62
400	14,53	17,63	32,16
500	22,67	17,63	40,3

L'interprétation graphique des résultats du bilan est montrée dans la figure suivante :

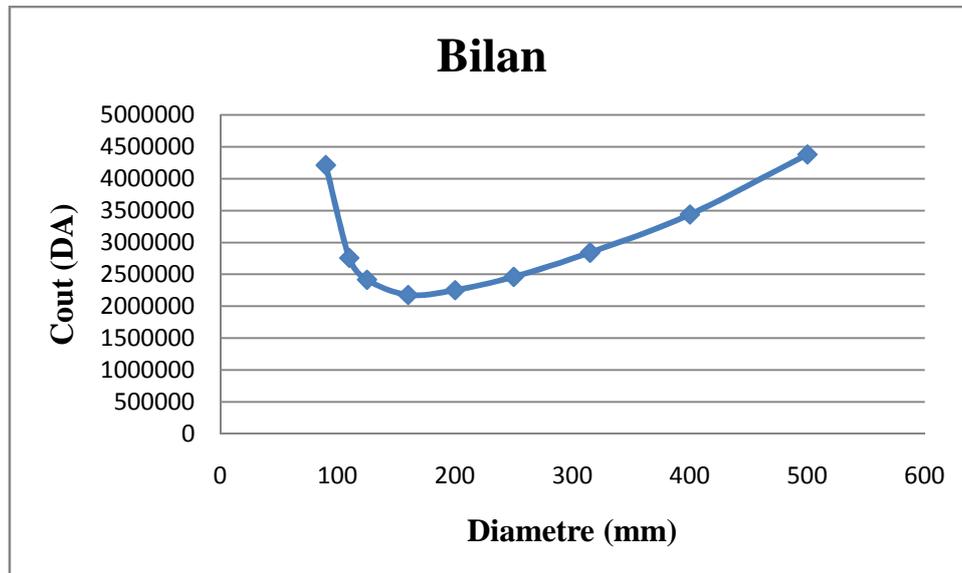


Figure III-14 : bilan des frais d'amortissement et d'exploitations du tronçon C8 vers le réservoir Tampon R1000

- Selon la combinaison des frais d'amortissement et d'exploitations, le diamètre économique est : $D_{ext} = 160\text{mm}$, PEHD PN 16, avec une vitesse de $V = 1.11\text{ m/s}$.

Les caractéristiques sont données dans le tableau suivant :

Tableau III.50: les caractéristiques des conduites

Tronçon	D extérieur (mm)	D intérieur (mm)	Epaisseur (mm)	V (m/s)	Longueur (ml)
F10 - le réservoir Tampon	160	130.8	14.6	1.11	1372

III.9.2.5- Dimensionnement de l'adduction gravitaire tronçon : Réservoir tampon projetée vers réservoir El Faroukhe

Le calcul du tronçon réservoir tampon-réservoir de stockage se fait de telle façon que le tronçon véhicule en 20h/24 heures. Puisque le tronçon fonctionne gravitaire ment, il s'agit de déterminer le diamètre avantageux, la charge disponible est calculée en faisant la différence entre la cote du radier du réservoir tampon et la cote de trop plein du réservoir de distribution.

- **Refoulement 20 heures / Distribution 24heur :**

Le réservoir dans ce cas jouer le rôle de mise en charge c'est-à-dire création un dénivelé pour assuré l'adduction en gravitaire et de stockage (quatre heurs de stockage), le volume de réservoir est 1000m^3 .

III.9.2.5.1- Hypothèses de dimensionnement des conduites d'adduction

les hypothèses de calcul sont :

- ✓ La cote de trop plein du réservoir de distribution est : $C_{TP}= 979\text{m}$
- ✓ la cote du radier du réservoir tampon projetée est : $C_{R-RT}= 1015\text{m}$
- ✓ la charge disponible : $\Delta H_d = C_{R-RT} - C_{TP}$

$$\Delta H_d = 1015 - 979 = 36\text{m}$$

Donc : $\Delta H_d = 36\text{m}$

- ✓ la longueur de la conduite gravitaire : **$L_g = 8100 \text{ ml}$**

La longueur équivalente de la conduite gravitaire : $L_{eq} = 1.1 * L_g = 1.1 * 8100 = 8910\text{ml}$

Donc : **$L_{eq} = 8910\text{ml}$**

- ✓ Détermination du gradient moyen :

$$J_{\text{moy}} = \Delta H_d / L_{\text{eq}}$$

$$J_{\text{moy}} = 36 / 8910 = 0.00404$$

✓ Détermination du diamètre:

$$\text{On a : } J = \Delta H / L = K' \cdot Q^s / D^m$$

$$\text{Donc : } D_{\text{cal}} = \sqrt[m]{\frac{K' \cdot Q^s}{J}}$$

Sachant que : $K' = 0,001052$ $m = 4,772$ $s = 2$

$$Q = 82 \text{ l/s} = 0.082 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$D_{\text{cal}} = \sqrt[4.772]{\frac{0.001052 * 0.082^2}{0.00404}}$$

$$D_{\text{cal}} = 0.2644 \text{ m} = 264.4 \text{ mm}$$

Les résultats des calculs sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau III.51: Diamètre calculé pour l'adduction gravitaire :

Débit du tronçon (l/s)	Longueur géométrique (m)	Longueur équivalente (m)	H _d (m)	D _{calculé} (mm)
82	8100	8910	36	264.4

Le diamètre normalisé de la conduite gravitaire est soit :

$$D_N = 250 \text{ mm} \text{ ou bien } D_N = 315 \text{ mm}$$

III.9.2.5.2. Calcul de la perte de charge pour le diamètre 250mm

$$\Delta H = \frac{K' \cdot L \cdot Q^s}{D^m} = 15.62 \text{ m}$$

La perte de charge diminue donc il faut connaître sur quelle distance on place le diamètre.

Le diamètre le plus avantageux calculé auparavant est de 264.4mm, il est compris entre les diamètres normalisés 250mm et 315mm, donc on va adopter une adduction à deux conduites en série composé de 250 et 315.

La perte de charge engendrée s'écrit :

$$\Delta H = \Delta H_1 + \Delta H_2 = \frac{K^*L_1 * Q^s}{D_1^m} + \frac{K^*L_2 * Q^s}{D_2^m}$$

Avec : $L_1=L-L_2$, $D_2=250\text{mm}$, $D_1=315\text{mm}$

Alors l'équation précédente se transforme en une équation à un seul inconnue (L_2) :

$$36=0,001052*(0.082)^2*((8910-L_1)/0.315^{4.772})+(L_1/0.250^{4.772})$$

Après résolution on trouve :

$$L_{2\text{ equi}}=3143.33 \text{ m}$$

$$L_{1\text{ equi}}=5766.67 \text{ m}$$

Alors on va avoir deux tronçons :

Ñ Premier tronçon (L_1) de 315 mm sur une longueur de : 5766.67 m

Ñ Deuxième tronçon (L_2) de 250 mm sur une longueur de : 3143.33m

III.9.2.5.3.calcul des paramètres hydraulique

Les résultats trouvés par le calcul sont regroupé dans le tableau suivant :

Tableau III.52: Paramètres hydrauliques de la partie gravitaire

Diametre (mm)	V (m/s)	I (m/m)	L _{equi} (m)	ΔH (m)
250	2.15	0.00528	3143.33	16.60
315	1.35	0.00175	5766.67	10.11

III.9.2.5.4.Le bilan global pour la deuxième variante

Le tableau ci-après regroupe le bilan global des différents tronçons :

Tableau III.53: Le bilan de chaque tronçon

tronçon	Bilan (Variante 2) - DA-
R tampon - R de distribution	$362.49 \cdot 10^5$
forage F10 - R tampon	$16.6 \cdot 10^5$
forage C9 - R tampon	$46.55 \cdot 10^5$
forage AF2 - R tampon	$36.45 \cdot 10^5$
forage C8 - R tampon	$21 \cdot 10^5$
forageE3 – Bâche B600	$29.09 \cdot 10^5$
Bâche B600- R de distribution	$110.86 \cdot 10^5$
Total	$623.04 \cdot 10^5$ DA

III.9.3 .Comparaison entre les deux variantes et choix de la variante adéquate

La comparaison entre le coût des deux variantes figure dans le tableau III.54

Tableau III.54: comparaison entre le coût des deux variantes

variantes	Bilan total (DA)
1	$280.37 \cdot 10^5$
2	$623.04 \cdot 10^5$

- Sur la base du bilan total, on adopte au choix de la **variante N°1**. En revanche cette Variante reste toujours la meilleure du point de vue technico-économique.

Les diamètres des tronçons sont montrés comme suit :

Tableau III.55: le dimensionnement final de l'adduction

Tronçon	Diamètre ext (mm)	Diamètre int (mm)	Longueur (m)
forage F10 – Bâche E10	160	130.8	1372
forage C9 - Bâche E10	250	204.6	2554
forageE3 – Bâche 600	200	163.6	3717
Bâche E10 – R de distribution	315	257.8	7872
Bâche B600 – R de distribution	315	257.8	5870

III.9.4 .vérification du coup de bélier**Ñ Tronçon E03-B600**

Le phénomène transitoire (coup de bélier) a été étudié pour le refoulement de **25 l/s** vers la bache de reprise B600 a partir du forage E3 dans les conditions suivantes :

- ✓ *arrêt brutal et simultané de tous les groupes de pompage (coupure électrique);*
- ✓ *diamètre ext du refoulement : 200 mm ;*
- ✓ *matériau : PEHD PN 16 bars ;*
- ✓ *célérité de l'onde : 449.29 m/s ;*
- ✓ *vitesse 1.32 m/s ;*

Tableau III.56: Valeurs du coup de bélier dans le tronçon forage E03-B600m³

Hg (m)	Vitesse (m/s)	Maxi coup du bélier (m)	Surpression (bar)	Dépression (m)
105.62	1.19	54.50	16	5.11

Lorsque l'on examine le comportement d'une conduite en régime transitoire dépression, il ne faut pas que la valeur éventuellement négative trouvée pour la pression restante dépasse en valeur absolue celle de la dépression atmosphérique, soit 10m d'eau environ. Il sera plus prudent de rester en déca de 8.00m

Donc dans notre cas il n'y a pas de risque de coup de bélier.

Ñ Tronçon B600- R1000

Le phénomène transitoire (coup de bélier) a été étudié pour le refoulement de **87 l/s** vers le réservoir R1000m³ a partir de la bache B600 dans les conditions suivantes :

- ✓ *arrêt brutal et simultané de tous les groupes de pompage (coupure électrique);*
- ✓ *diamètre ext du refoulement : 315 mm ;*
- ✓ *matériau : PEHD PN 16 bars ;*
- ✓ *célérité de l'onde : 342.82 m/s ;*

La valeur maximale du coup de bélier et les valeurs de la surpression et de la dépression sont donnée dans le tableau suivant :

Tableau III.57: Valeurs du coup de bélier dans la bache de reprise B600

Hg (m)	Vitesse (m/s)	Maxi coup du bélier (m)	Surpression (bar)	Dépression (m)
103.5	1.66	58.01	16.15	4.55

On remarque qu'il ya une surpression au niveau du conduite par ce que notre conduite de : PN16 (16.15 >16) peuvent provoquer des dégâts dans la conduite et par conséquent il est

nécessaire d'installer un équipement de protection ou bien il ya une autre solution qui sert à augmenter le PN de la conduite vers PN20.

➤ **Protection contre le coup de bélier**

Pour protégé notre conduite on va installer un réservoir d'air de l'anti bélier que nous avons calculé à l'aide d'un programme de calcul du coup de bélier nommé WATER HAMMER CALCULATION qui se base sur la méthode de BERGERON pour le dimensionnement du réservoir d'air est qui nous donne un volume de : 4.3 m³

Donc on va équiper la station de reprise BE10 par un inti bélier de 4.3 M³

Le détail de calcul se trouve dans l'annexe-1-.

Ñ **Tronçon F10- BE10**

Le phénomène transitoire a été étudié pour le refoulement de **12 l/s** vers la bache de reprise BE10 a partir du forage F10 dans les conditions suivantes :

- ✓ *arrêt brutal et simultané de tous les groupes de pompe (coupure électrique);*
- ✓ *diamètre ext du refoulement : 160 mm ;*
- ✓ *matériau : PEHD PN 16 bars ;*
- ✓ *célérité de l'onde : 343.37 m/s ;*

La valeur maximale du coup de bélier et les valeurs de la surpression et de la dépression sont donnée dans le tableau suivant :

Tableau III.58: Valeurs du coup de bélier dans la bache de reprise

Hg (m)	Vitesse (m/s)	Maxi coup du bélier (m)	Surpression (bar)	Dépression (m)
101.23	0.89	31.15	13.24	7.01

On conclu qu'il n'y a pas de risque de coup de bélier

Ñ **Tronçon C9- BE10**

Le phénomène transitoire a été étudié pour le refoulement de **30 l/s** vers la bache de reprise BE10 a partir du forage C9 dans les conditions suivantes :

- ✓ *arrêt brutal et simultané de tous les groupes de pompe (coupure électrique);*
- ✓ *diamètre ext du refoulement : 250 mm ;*
- ✓ *matériau : PEHD PN 16 bars ;*
- ✓ *célérité de l'onde : 342.43 m/s ;*

La valeur maximale du coup de bélier et les valeurs de la surpression et de la dépression sont donnée dans le tableau suivant :

Tableau III.59: Valeurs du coup de bélier dans la bache de reprise

Hg (m)	Vitesse (m/s)	Maxi coup du bélier (m)	Surpression (bar)	Dépression (m)
91.22	0.91	31.76	12.30	5.95

On conclu qu'il n'y a pas de risque de coup de bélier

Ñ Tronçon BE10- R1000

Le phénomène transitoire (coup de bélier) a été étudié pour le refoulement de **82 l/s** vers le réservoir R1000m³ à partir de la bache BE10 dans les conditions suivantes :

- ✓ *arrêt brutal et simultané de tous les groupes de pompage (coupure électrique);*
- ✓ *diamètre ext du refoulement : 315 mm ;*
- ✓ *matériau : PEHD PN 16 bars ;*
- ✓ *célérité de l'onde : 342.82 m/s ;*

La valeur maximale du coup de bélier et les valeurs de la surpression et de la dépression sont donnée dans le tableau suivant :

Tableau III.60: Valeurs du coup de bélier dans la bache de reprise

Hg (m)	Vitesse (m/s)	Maxi coup du bélier (m)	Surpression (bar)	Dépression (m)
51	1.57	54.87	10.59	-3.87

On remarque que la valeur absolue de la dépression ne dépasse pas celle de la dépression atmosphérique (10m).

Donc dans notre cas il n'y a pas de risque du coup de bélier.

III.10.Conclusion

L'étude de l'adduction nous a permis de récapituler notre projet par une étude technico-économique de l'adduction pour choisir la première variante.

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 :

Ouvrage de stockage

Chapitre -IV-

Ouvrage de stockage

IV.1- Introduction

Les réservoirs sont des ouvrages intermédiaires entre les réseaux d'adductions et les réseaux de distribution et qui jouent un rôle très important dans la distribution.

Dans ce chapitre nous devons localiser d'abord les réservoirs existants dans notre zone d'étude, et décrire leurs caractéristiques au point de vue matériau de construction, cotes, forme géométrique ...etc. Nous devons également calculer le volume nécessaire de stockage et le projeter de telle façon à assurer le meilleur fonctionnement de l'adduction et du réseau.

IV.2- Définition

Le rôle des réservoirs diffère au cours des âges. Servant tout d'abord de réserves d'eau, en suite à parer à un accident survenu dans l'adduction, Ils permettent de rendre optimal le débit pour tous les ouvrages situés en amont, c'est-à-dire, ils disposent d'un volume permettant de compenser :

- La variation horaire de consommation aval, appelé volume de régulation
- D'une réserve de sécurité dite réserve incendie
- D'une réserve pour utilisation exceptionnelle

Autrement dit, les réservoirs servent principalement à harmoniser la demande et la production, alors que pour être efficace, la production doit être constante lorsque le débit de production est supérieur au débit de consommation, on accumule l'excédent dans ces derniers.

IV.3- Fonctions des réservoirs

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

IV.3.1.Fonction techniques des réservoirs

Les différentes fonctions d'un réservoir sont :

- Les réservoirs constituent les organes régulateurs de pression et de débit entre le régime de production et celui de la consommation.
- Ils permettent d'emmagasiner l'eau lorsque la consommation est inférieure à la Production, et la restituent lorsque la consommation devient supérieure à cette dernière.
- Les réservoirs permettent une certaine souplesse pour faire face, sans gêne pour les utilisateurs, aux incidents suivants :
 - ✓ panne électrique
 - ✓ remplacement d'une pompe

- ✓ accident sur la conduite de refoulement quand il se trouve à la tête du réseau.
 - Les réservoirs permettent, outre une régularité de fonctionnement des groupes de Pompage, de profiter au maximum du tarif de nuit en énergie électrique.
 - Certains réservoirs sont équipés de telle manière qu'une partie de leur capacité Constitue une réserve d'incendie. Ce volume se renouvelle sans être entamé par un dispositif spécial dit système à évent, le plus souvent constitué par un siphon, qui se désamorce lorsque le niveau de la réserve est atteint.
 - Les réservoirs peuvent également jouer le rôle de brise charge dans le cas d'une distribution étagée.
 - Les réservoirs peuvent aussi jouer le rôle de relais ils sont appelés dans ce cas Réservoirs tampons.
 - Régularisation du fonctionnement de la station de pompage.
 - Simplification de l'exploitation.
 - Assurer les pressions nécessaires en tout point du réseau.
 - Coordination du régime d'adduction d'eau au régime de distribution.
 - Maintenir l'eau à une température constante et la préserver des contaminations. Les réservoirs doivent être:
 - ✓ Etanches
 - ✓ Construits avec des matériaux qui ne soit pas susceptibles d'altérer l'eau
 - ✓ Etablir de façon à préserver l'eau contre les variations de la température

IV.3.2. Fonctions économiques des réservoirs

- Réduction des investissements sur les ouvrages de production
- Réduction des investissements sur le réseau de distribution
- Réduction des dépenses d'énergie

IV .4- Classification des réservoirs:

- D'après la situation et la topographie des lieux, les réservoirs peuvent être :
 - Enterrés
 - Semi enterres
 - Surélevés
- D'après la nature des matériaux, on distingue :
 - Réservoirs métalliques
 - Réservoirs en maçonnerie
 - Réservoirs en béton armé
 - Réservoirs en plastique
- Selon leur capacité, les réservoirs peuvent prendre la forme :
 - Rectangulaire ou carrée:
 - Circulaire:
 - Réservoirs terminaux:
 - Réservoirs de mise en charge:
 - Les bâches de reprises

IV.5- Emplacement des réservoirs

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

- Pour des raisons d'économie, il est préférable que son remplissage se fasse gravitaire ment, 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 gravite, 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.

IV.6- Type des réservoirs existants

La ville AIN FAKROUN contient :

- deux (02) stations de reprise réparties comme suit :

Tableau (IV.01): Caractéristiques des stations de reprise

Désignation	Nom	type	Capacité (m ³)	Débit (l/s)	Année de mise en service
Arkoub	B 600	Enterre	600	87	1987
Oum kechrid	E10	Enterre	200	82	2006

- Cinq (05) réservoirs permettent de recevoir les eaux et de les distribuer.

Remarque

Dans notre partie d'adduction on a deux bâches de reprise (B600, BE10) et le réservoir de distribution d'EL faroukh (R1000) qui existent déjà, donc on va vérifier leurs capacités de stockage et leur fonctionnement.

IV.7- Capacité de réservoirs

Le plus souvent, la capacité du réservoir est calculée pour satisfaire les variations journalières du débit consommé, en tenant compte, bien entendu du jour de plus forte consommation. La capacité du réservoir est déterminée en fonction du débit d'apport et celui de sortie augmenté éventuellement de la réserve incendie. Deux méthodes peuvent être appliquées pour la déterminer:

- ✓ La méthode analytique.
- ✓ La méthode graphique.

IV.7.1. La méthode analytique :

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

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

- V_r : capacité résiduelle (m^3),
- a : fraction horaire du débit maximum journalier (%).
- $Q_{\max,j}$: La consommation maximale journalière (m^3/j).

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

$$V_T = V_r + V_{\text{inc}} \quad (\text{IV-2})$$

- V_T : capacité totale du réservoir (m^3).
- V_{inc} : volume d'incendie estimé à 120 m^3 .

IV.8- Détermination de résidu maximum dans les réservoirs

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

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

IV.8.1. Méthode graphique

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

Donc :

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

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

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

Donc le volume totale sera $V_t = V_r + V_{\text{inc}}$.

- Pour notre projet, concernant la détermination de la capacité des réservoirs, nous utilisons la méthode analytique pour le réservoir de distribution R1000.

IV.9.Vérification du volume de stockage du réservoir de distribution

Notre travail consisté en une simple vérification.

Dans notre cas le temps de fonctionnement de la pompe est de 20heures, et au bout de ce temps 20 heures pendant une journée il faut que la pompe refoule 100% le débit maximum journalier

- ❖ D'après le tarif de SONELGAZ les heures ou la consommation qui est très chère est de 17 :00 vers 21 :00h

Donc on choisi : tarif 41



Figure IV.1 : tarif SONALGAZ (source : la direction de sonalgaz)

Tableau (IV.03): Evaluation du volume résiduel du réservoir d'El faroukh

heurs	consommation %	ref%	surplus %	déficit %	reste %
0_1	3	5	2	-	4,3
1_2	3,2	5	1,8	-	6,1
2_3	2,5	5	2,5	-	8,6
3_4	2,6	5	2,4	-	11
4_5	3,5	5	1,5	-	12,5
5_6	4,1	5	0,9	-	13,4
6_7	4,5	5	0,5	-	13,9
7_8	4,9	5	0,1	-	14
8_9	4,9	5	0,1	-	14,1
9_10	5,6	5	-	0,6	13,5
10_11	4,8	5	0,2	-	13,7
11_12	4,7	5	0,3	-	14
12_13	4,4	5	0,6	-	14,6
13-14	4,1	5	0,9	-	15,5
14-15	4,2	5	0,8	-	16,3
15-16	4,4	5	0,6	-	16,9
16-17	4,3	5	0,7	-	17,6
17-18	4,1	0	-	4,1	13,5
18-19	4,5	0	-	4,5	9
19-20	4,5	0	-	4,5	4,5
20-21	4,5	0	-	4,5	0
21-22	4,8	5	0,2	-	0,2
22-23	4,6	5	0,4	-	0,6
23-24	3,3	5	1,7	-	2,3
Total	100	100	-	-	

$$\text{D'où le volume utile sera : } V_r = \frac{2}{1} \cdot \frac{.8 * 1 .6}{1} = 4572.46 \text{ m}^3$$

Le volume résiduel sera : = 4572.46 m³

La capacité totale sera : Vt = 4572.46 +120 =4692.46 m³

La capacité normalisée sera : Vn = **5000 m3**.

Le réservoir existant de El faroukh qui a une capacité de **1000 m3** est donc **insuffisante**.

Remarque :

La capacité totale du réservoir existant d'EL faroukh est de 1000 m^3 , alors que le volume normalisé calculé est estimé à 5000 m^3 , donc la capacité existante ne satisfait pas les besoins de l'agglomération pour l'horizon 2040.

➤ Donc il ya deux (02) solutions :

- 1- soit : on utilise le réservoir d'El faroukh come un réservoir de mise en charge (réservoir de transition).
- 2- ou bien : on projeté un nouveau réservoir de capacité 4000 m^3 à coté de l'ancien réservoir.

➤ D'après l'étude technico-économique on a choisi le premier choix.

Dimensionnement du réservoir projeté de 4000 m^3 :

- **Diamètre de la cuve :**

On propose une hauteur de la cuve de 4 m on a :

$$V = S.H = \frac{f . D^2 . h}{4}$$

V : capacité normalisée du réservoir (m^3).

S : section du réservoir (m^2).

D : diamètres de la cuve (m).

H : hauteur utile optimale d'eau (m) : $3 < h < 6 \text{ m}$ on prend $h=4 \text{ m}$

On tire : $D=35.69 \text{ m}$, on le normalise, on pose $D=36 \text{ m}$

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

On recalcule la nouvelle hauteur de remplissage :

$$H = 4.V / f . D^2 = 3.93 \text{ m}$$

Donc : une hauteur de remplissage de : $h=3.93 \text{ m}$

- **La hauteur de réservoir :**

La hauteur de réservoir est calculé moyennant la formule : $H=h+R$

H : hauteur total du réservoir (m).

h : hauteur d'eau (m).

R : la hauteur réservée pour le matelas d'air on le prend $R=0.5$

Donc : $H=4.43$ m

IV.10- vérification du volume de stockage du bâches de reprises B600 et BE10

- Capacité de la bâche :

Le volume des Bâches de reprise se détermine par la formule suivante :

$$V = \frac{T \cdot Q}{4}$$

V: volume du Bâche d'accumulation en m^3

T:temps d'arrêt de la pompe immerge du forage $T=4h$.

Q: débit (m^3/h)

-Bache B600: $Q=87$ l/s= $313,2$ m^3/h .

-Bache EB10: $Q=82$ l/s= $295,2$ m^3/h .

A.N:bacheB600:

$$V_{BAC1} = \frac{4 \cdot 313.2}{4} = 313.2 \text{ m}^3$$

Donc on prend : **$V=400m^3$** .

$$V_{BAC2} = \frac{4 \cdot 295.2}{4} = 295.2 \text{ m}^3$$

Donc on prend **$V=300m^3$** .

- Le volume de bâche de reprise existant B600 est suffisant parce que :

$$V_{B600}=600m^3 > V=400m^3$$

- Mais Le volume de bête de reprise existant BE10, n'est pas suffisant parce que :

$$V_{E10}=200\text{m}^3 < V=300\text{m}^3$$

Donc on va redimensionner une autre bête de volume : 300m^3

A- La hauteur totale H du réservoir :

On calcule la hauteur du réservoir par la formule :

$$H = h + R$$

Avec :

H: hauteur totale du réservoir (m)

h: hauteur d'eau (m)

R : revanche (m), qui varie de 0.25   1m

- Pour une hauteur d'eau de : $h= 4.5 \text{ m}$ et une revanche de : $R=0.5$
On a : **H=5m**

B- Section du réservoir :

Pour une hauteur totale : $H= 5 \text{ m}$, on détermine la section qui est :

$$V= S.H$$

V: Volume total du Bête de reprise en m^3 .

H : Hauteur d'eau dans le réservoir en m.

$$S = \frac{300}{5} = 60 \text{ m}^2$$

C- Diamètre du réservoir

$$S = \frac{\pi D^2}{4} \quad \text{d'où} \quad D = \sqrt{\frac{4S}{\pi}}$$

$$D = \sqrt{\frac{4.60}{\pi}} = 8.74 \text{ m.}$$

On prend diamètre de : **D = 9m.**

IV.11- Les équipements des réservoirs :

Pour accomplir leurs fonctions convenablement, les réservoirs uniques ou compartimentés doivent être équipés :

- La cuve sera en béton armé.
- La cuve doit être visitable et ventilée.
- La ventilation est facilitée par la présence d'une cheminée d'accès qui comporte à sa partie supérieure des orifices à l'air libre obturés par des grillages.
- L'accès à la cuve s'effectue par une échelle qui longe les parois

IV.11.1. La conduite d'arrivée ;

L'arrivée de la conduite d'adduction du réservoir peut être placée soit au fond de celui-ci, soit à la partie supérieure, d'où oxygénation de l'eau

A la débouche dans le réservoir, la conduite s'obture quand l'eau atteint son niveau maximum.

L'obturation est assurée par un robinet flotteur si l'adduction est gravitaire, par un dispositif permettant l'arrêt du moteur si l'adduction s'effectue par refoulement.

IV.11.2. La Conduite de départ ;

Le départ de la conduite de distribution s'effectue à 0.20 m au dessus du radier afin d'éviter l'introduction des matières et sables décantés dans la cuve.

IV.11.3. La Conduite du trop-plein :

La conduite du trop-plein est destinée à empêcher l'eau de dépasser le niveau maximal, elle se termine par un système simple bout à emboîtement.

L'extrémité de cette conduite doit être en forme de siphon afin d'éviter l'introduction de certains corps nocifs dans la cuve.

IV.11.4. La Conduite de vidange :

La conduite de vidange se trouve au point le plus bas du réservoir, elle permet la vidange du réservoir, à cet effet, le radier du réservoir est réglé en pente vers son origine.

Elle est raccordée à la conduite de trop-plein et comporte un robinet vanne.

IV.11.5. La Conduite BY-PASS :

Elle relie la conduite d'arrivée et la conduite de départ .

Elle assure la distribution pendant le nettoyage du réservoir

IV.11.6. Matérialisation de la réserve d'incendie :

C'est une disposition spéciale de la tuyauterie qui permet d'interrompre l'écoulement

Une fois le niveau de la réserve d'incendie est atteint. Nous distinguons le système à deux prises et le système à évent.

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

Remarque :

Toutes ces conduites doivent normalement transiter par une chambre appelée chambre de Manœuvre.

IV.12. Entretien des réservoirs :

Les structures du réservoir doivent faire l'objet d'une surveillance régulière en ce qui concerne toutes les fissures éventuelles que les phénomènes de corrosions sur les parties métalliques en raison de l'atmosphère humide qui y règne.

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

- ✓ Isolement et vidange de la cuve et élimination des dépôts sur les parois ;
- ✓ Examen et réparations éventuelles de celle-ci ;

IV.13. Hygiène et sécurité :

Pour des raisons d'hygiène et de sécurité, les réservoirs sont :

- ✓ couverts pour les protéger contre les variations de températures et l'introduction de corps étrangers ;
- ✓ éclairés par des ouvertures munies de plaque de verre ;
- ✓ étanches et ne recevront aucun enduit susceptible d'altérer l'eau ;

Mais ils ne sont pas aérés par des orifices grillagés, donc nous proposons de faire ces dernières.

IV.14. Traversée des conduites dans les parois du réservoir

Pour assurer l'étanchéité du réservoir au niveau des traversées des conduites dans le voile ou le radier de la cuve, deux cas sont possibles :

➤ **1^{er} cas :** La traversée peut être faite avec un manchon à bout lisse raccordé à la conduite extérieure au moyen d'un joint de type Gibault, en cas de tassement différentiel, le mouvement n'est pas transmis au manchon. Dans ce cas l'étanchéité est assurée par un produit bitumineux reposant sur une bague de forme de "U" (figure IV.2) ci-dessous :

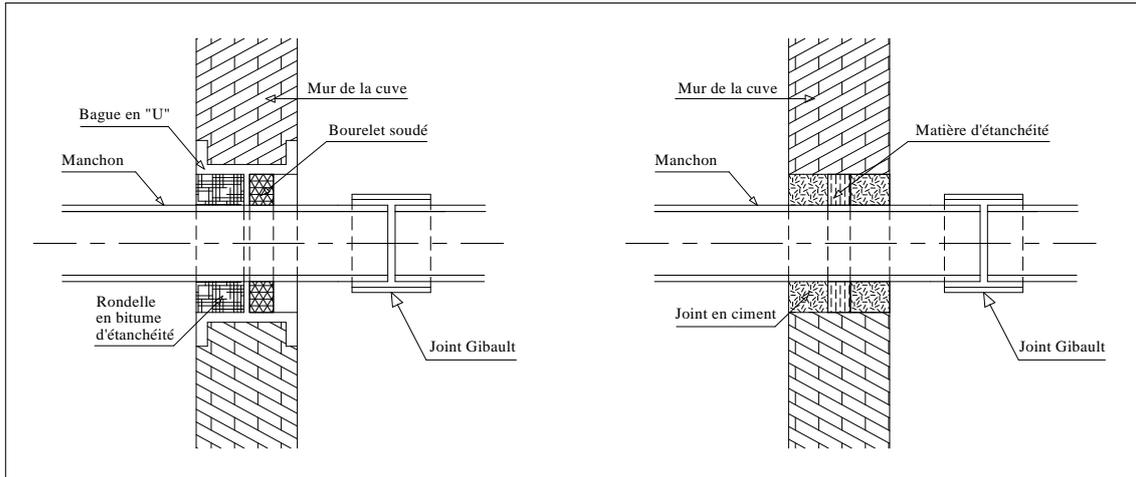


Figure IV.2: Traversée des conduites (manchon à bout lisse)

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

(Voir la figure IV-3).

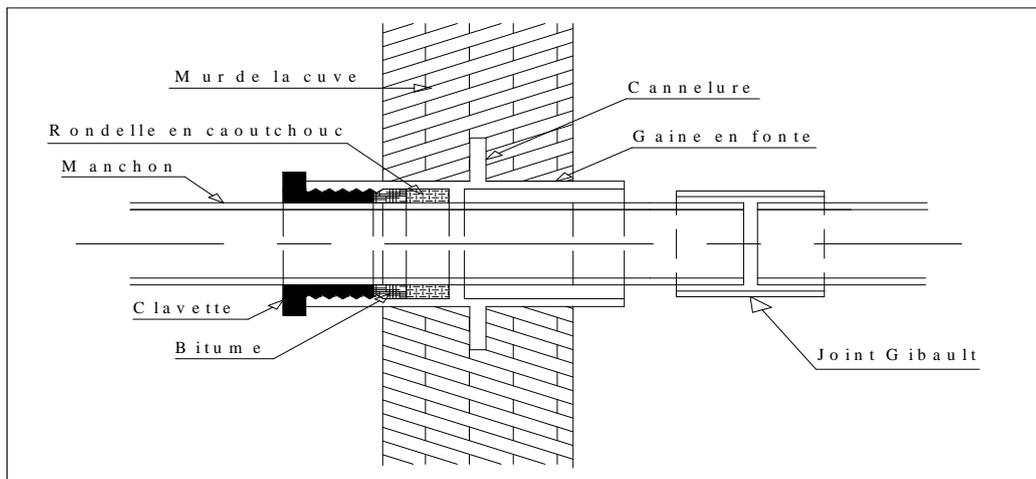


Figure IV-3: Traversée des conduites (Gaine en fonte)

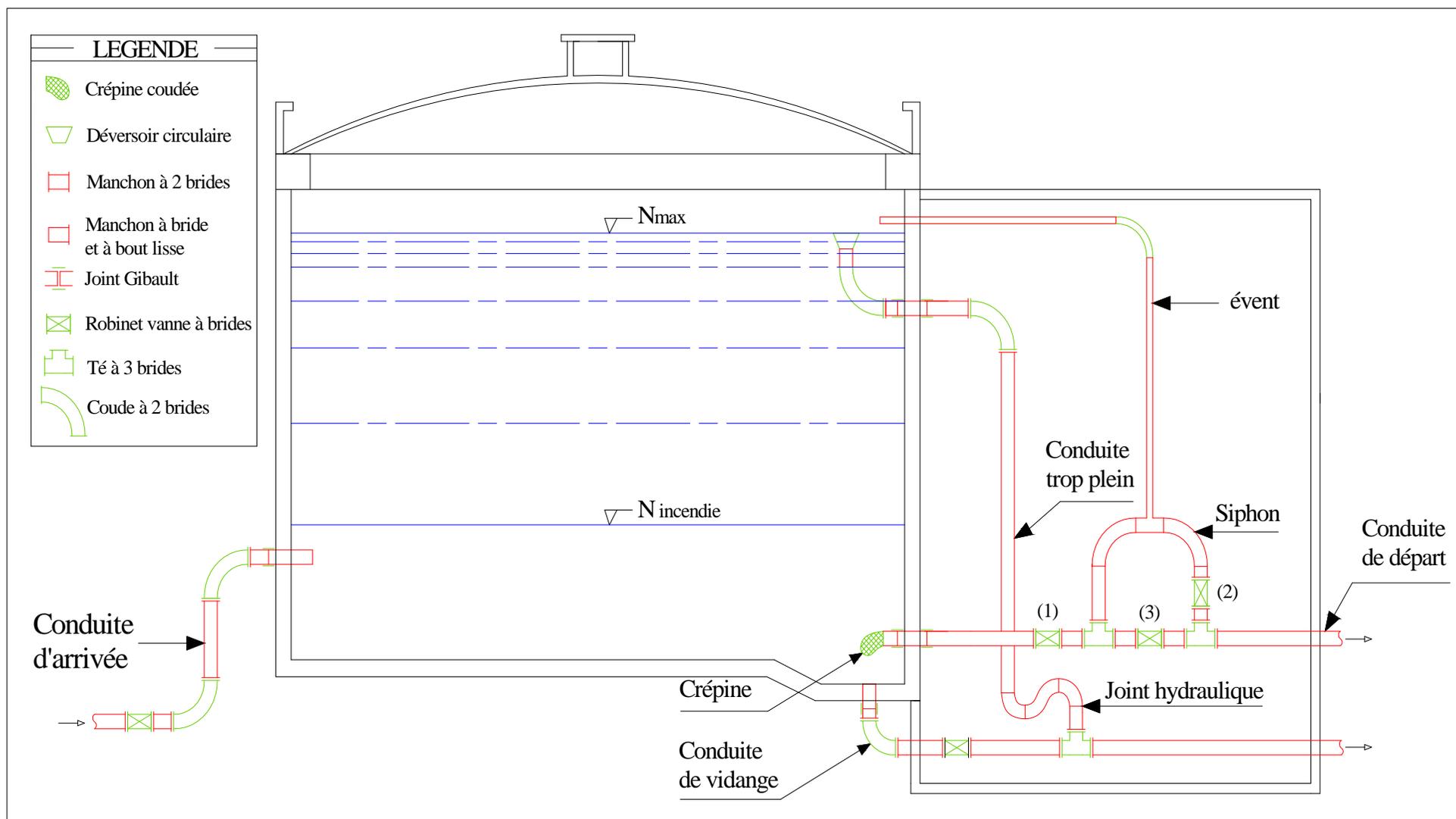


Figure IV-4 : Coupe transversale d'un réservoir semi-enterré * EL faroukh *

IV.15. Conclusion

Dans ce chapitre, et après le calcul des capacités des réservoirs des baches de reprise, nous avons remarqué que certains réservoirs ne suffisent pas aux besoins des agglomérations à l'horizon d'étude 2040, c'est pour cette raison qu'on a recommandé de redimensionner un autre réservoir, et on a fait une vérification sur le volume de stockage de réservoir de distribution d'EL faroukh qui sert à alimenter la ville.

CHAPITRE V :

Etude de pompage

Chapitre -V-**ETUDE DE POMPAGE****V.1- Introduction**

L'identification d'une pompe est de déterminer ses caractéristiques à savoir le débit refoulé, la hauteur d'élévation, la puissance absorbée et le rendement. Ces caractéristiques, sont fournies par le constructeur.

Dans ce travail nous supposons plusieurs variantes du nombre de pompes, et en fonction des résultats nous choisissons le nombre de pompes qui convient le mieux pour chaque station. Par la suite, nous déterminons le mode de réglage le plus optimal afin d'adapter le débit de la pompe à celui demandé, les bâches de reprise sont appelées à refouler l'eau vers le réservoir de distribution d'EL faroukhe pour alimentée la ville de Ain fakroune

Donc pour cela on a dimensionné les pompes du trois nouveaux forages et les pompes de la station de reprise BE10 qui refoule l'eau vers le réservoir de distribution.

V.2- Les différents types des pompes centrifuges

La pompe est destinée à transformer l'énergie donnée par le moteur d'entraînement en énergie hydraulique en projetant de l'eau en périphérie et par la suite un écoulement continu de la veine liquide.

Il existe une série de pompes centrifuges, nous pouvons les classer suivant plusieurs manières ; en tenant compte notamment :

- ✓ Du nombre de roues.
- ✓ De la forme des aubes de la roue.
- ✓ De la vitesse spécifique.
- ✓ De la direction de l'axe.
- ✓ De la position de pompe par rapport au niveau à l'aspiration.

Nous notons aussi :

La classification en tenant compte:

- Du nombre de roues.
 - ✓ Pompes monocellulaires.
 - ✓ Pompes multicellulaires.
- De la forme des aubes de la roue.
 - ✓ roue à aubes.
 - ✓ roue à canaux.
- La forme du corps de la pompe.

- ✓ pompes à volute ou colimaçon.
- ✓ Pompes à diffuseur circulaire.
- La direction d l'axe.
 - ✓ Pompes à axe horizontal
 - ✓ Pompes à axe vertical
- Sens de rotation.
 - ✓ Pompe à sens direct
 - ✓ Pompe à sens inverse.

V.3- Choix des pompes

Les hauteurs manométriques en fonctions de débits sont données les graphes (courbes caractéristiques) de divers groupes centrifuges, ces caractéristiques permettent de choisir les types des pompes en évitant le phénomène de cavitation.

Un grand intérêt est porté à une pompe pouvant fonctionner dans une zone à rendement maximal, ce qui entraîne réduction de l'énergie à fournir

Les critères de choix du type de pompe sont :

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

Pour le choix du type de pompe dans notre projet, on utilise un logiciel nommé **CAPRARIE**, il nous permet de déterminer avec précision les caractéristiques de différentes pompes en fonction du débit et de la hauteur manométrique voulue. En plus de ses avantages technique et mécanique, ce type de pompe nous assure le débit et la hauteur manométrique totale avec une vitesse de rotation plus élevée.

V.4- Choix du nombre de pompe

Le choix du nombre de pompe repose sur les critères suivants :

- ✓ Recherche de l'investissement minimal par limitation du nombre de pompe de groupe sans perdre de point de vue la sécurité de fonctionnement ;
- ✓ Assure la hauteur et le débit calculé ;
- ✓ Assurer le rendement maximal de pompe ;
- ✓ Présenter le minimum d'encombrement ;
- ✓ La disponibilité, sur le marché national.

- ✓ La station de pompage doit être équipée d'un nombre suffisant de pompes assurant le débit demandé tel que :

$$N = n_p + n_{ps}$$

Avec :

- N : Le nombre de pompes installées
- n_{ps} : Le nombre de pompes de secours.
- n_p : Le nombre de pompes de fonctionnement

Le nombre de pompes de secours varie suivant le nombre total des pompes installées, pour un nombre inférieur à 4, le nombre de pompes de secours est égal à 1.

Compte tenu des exigences d'exploitation, il est conseillé de projeter le minimum de groupes possible dans la station, ce qui rendra les dimensions de la station plus raisonnables et le fonctionnement des pompes se fait avec souplesse.

V.5- Couplage des pompes

On distingue deux types de couplage des pompes :

- Le couplage en série : ce type de couplage est utilisé en vue de l'augmentation de la hauteur d'élévation des pompes.
Ce type de couplage est utilisé pour refouler un débit sensiblement constant à une hauteur importante.

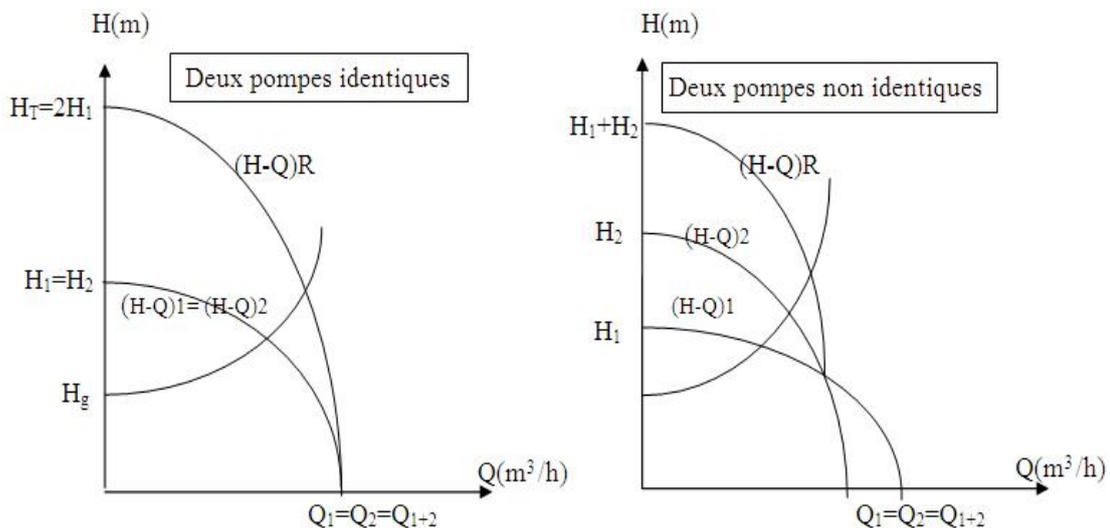


Figure V.1: Couplage de deux pompes en série.

- Le couplage en parallèle : ce type de couplage est utilisé en vue de l'augmentation du débit refoulé par les pompes.
Ce type de couplage est utilisé pour refouler un débit variable à une hauteur constante.

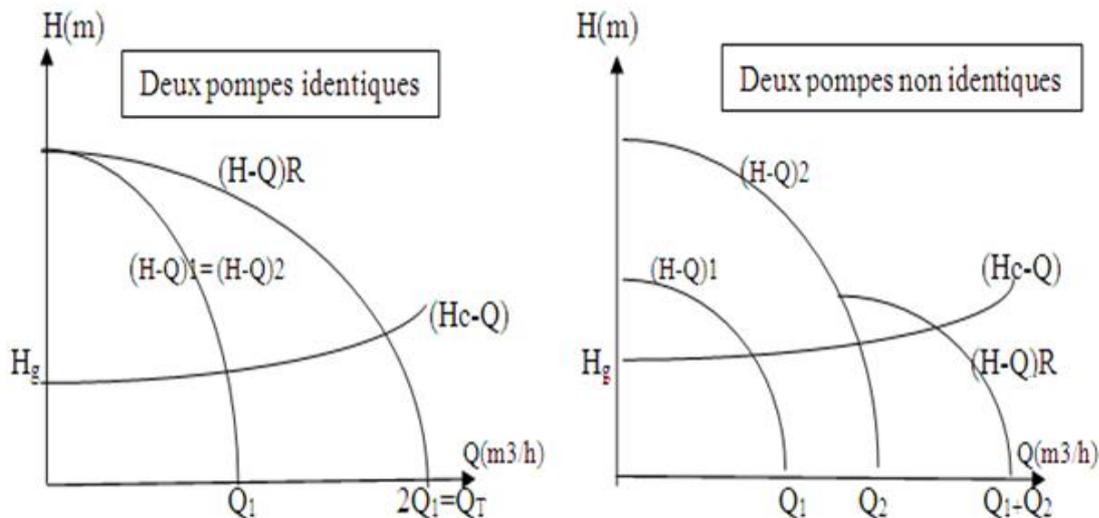


Figure V.2: Couplage de deux pompes en parallèle

V.6-choix du type d'installation

Le choix se fait en fonction du niveau dynamique de la nappe.

- ✓ Quand la nappe se trouve relativement proche de la surface du sol (20 à 30m), on utilise des pompes centrifuges à axe horizontal (tête de puits).
- ✓ Pour une profondeur supérieure à 60m par rapport au niveau du sol, on choisit les groupes électropompes immergés.

Pour nos ouvrages de production (forage) les niveaux dynamiques ont été trouvés à une profondeur supérieure à 60m

V.6.1-description des groupes électropompes immergés

Les groupes immergés sont constitués d'une pompe centrifuge et d'un moteur électrique avec accouplement rigide. En principe, ils sont prévus pour une installation verticale stationnaire immergée dans l'eau.

Un corps d'aspiration entre la pompe et le moteur équipé d'une crépine d'aspiration protégeant la pompe contre les grosses impuretés contenues dans le liquide pompé.

V.7- choix des pompes immergées pour les forages E3, C9, F10

V.7.1- forage E3

- ✓ Nous avons besoin de refouler un débit total de :
 $Q = 25 \text{ l/s}$ sur une hauteur manométrique de $HMT = 135,5\text{m}$ (La H_{mt} est déjà calculée au chapitre 3 de l'étude de l'adduction) $H_g = 105,62$
- ✓ En introduisant ces données dans le logiciel CAPRARI nous obtenons les variantes présentées dans le tableau ci-dessous :

Tableau (V.1) : variantes pour le choix du type de pompe immergée de forage E3

Variante	Q(l/s) (appelé)	H _{mt} (m) (appelé)	Type de pompe	Vitesse (tr/min)	n%	P _{abs} (Kw)	(NPSH) _r (m)
1	27	140	P8C/5/30/9D	2900	79.6	48.9	4.24
2	27.7	142	E10S50/5CD +MC890	2900	69.2	55.7	4.95
3	25.2	136	E10R35/8+ MC870	2900	69.1	49.6	4.35
4	26.1	138	P9C/6/30/5B	2900	65.9	55.1	4.46

- A partir du tableau (V.1) des variantes proposées, et les critères qui doivent être pris en considération pour orienter le choix de type de pompe, on a choisi la première variante, les caractéristiques techniques voir (Annexe 2).

Le tableau ci-dessous regroupe les caractéristiques de la variante choisie

Tableau (V.2) : les caractéristiques du groupe électropompe choisi pour E3

Variante	Q(l/s) (appelé)	H _{mt} (m) (appelé)	Type de pompe	Vitesse (tr/min)	n%	P _{abs} (Kw)	(NPSH) _r (m)
1	27	140	P8C/5/30/9D	2900	79.6	48.9	4.24

V.7.1.1-courbes caractéristique de pompe du forage E3

Les courbes caractéristiques de la pompe [H-Q], [P_{abs} - Q], [η_p - Q]

et [(NPSH)_r - Q] Sont retirées à partir du logiciel de CAPRARI.

Ces courbes sont Représentées par la Figure (V.3) :

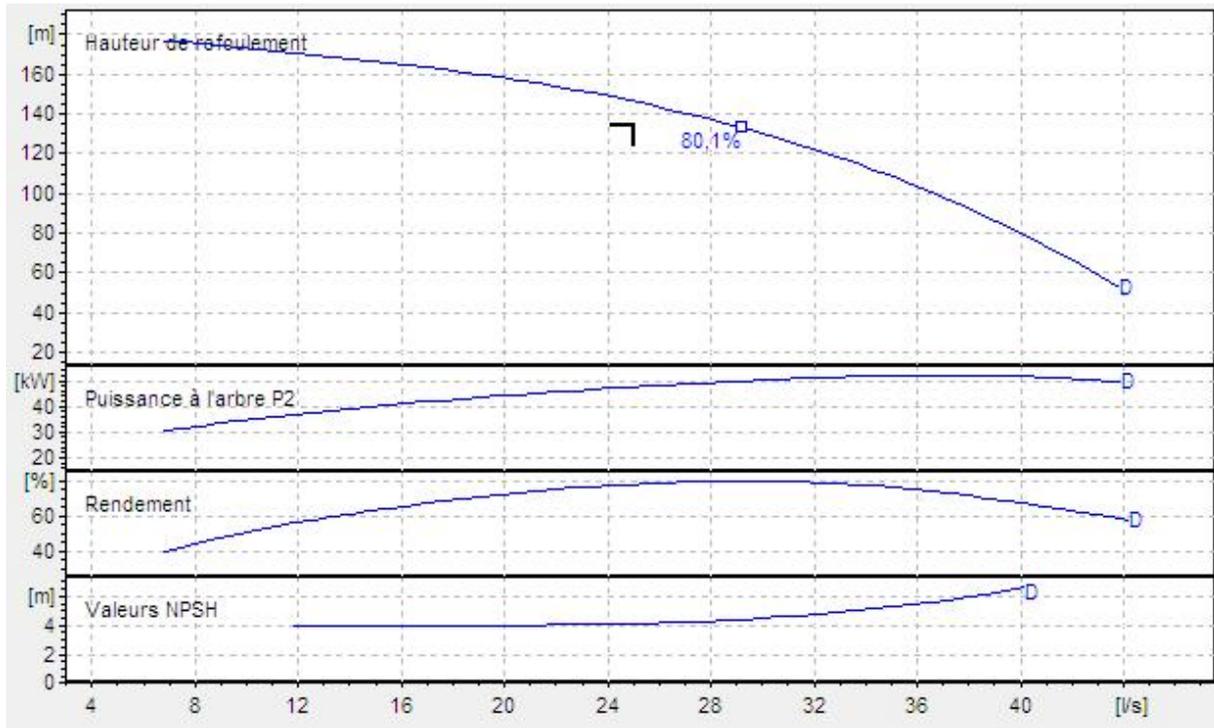


Figure V.3: courbes caractéristiques de la pompe de forage E3

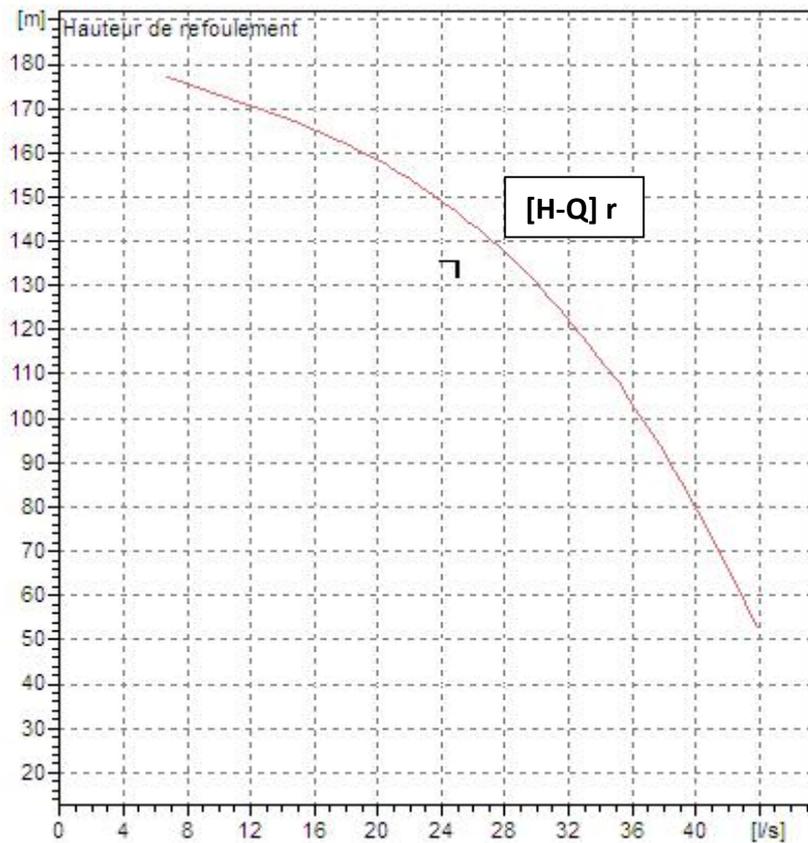


Figure V.4: courbe de la hauteur en fonction du débit : $H=f(Q)$ de forage E3

V.7.1.2-la courbe caractéristique de la conduite (E3-B600)

Comme pour une pompe, il est possible d'établir une courbe débit-hauteur caractérisant un réseau.

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

$$H_c = H_g + H$$

Avec :

H_g : La hauteur géométrique (m)

H : Les pertes de charge totales occasionnées par la conduite (m),

$$H = H_{li} + H_{si} = 1.15 H_{li}$$

Avec :

$$H_{li} = \frac{8 * L_r * Q^2}{2 * g * D_e^5}$$

H_{li} : Les pertes de charge linéaires (m)

H_{si} : Les pertes de charge singulières (m) tel que $H_{si} = 10\% H_{li}$

L : Le coefficient de frottement linéaire de perte de charge qui est en fonction de la rugosité de la paroi interne de la conduite et du régime d'écoulement (turbulent rugueux) évalué par la formule de Nikuradse :

$$L = \left(1.14 - 0.86 L \frac{\epsilon}{D} \right)^{-2}$$

Nous prenons pour les nouvelles conduites $\epsilon = 0.1\text{mm}$

L_{ref} : La longueur de la conduite de refoulement (m)

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

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

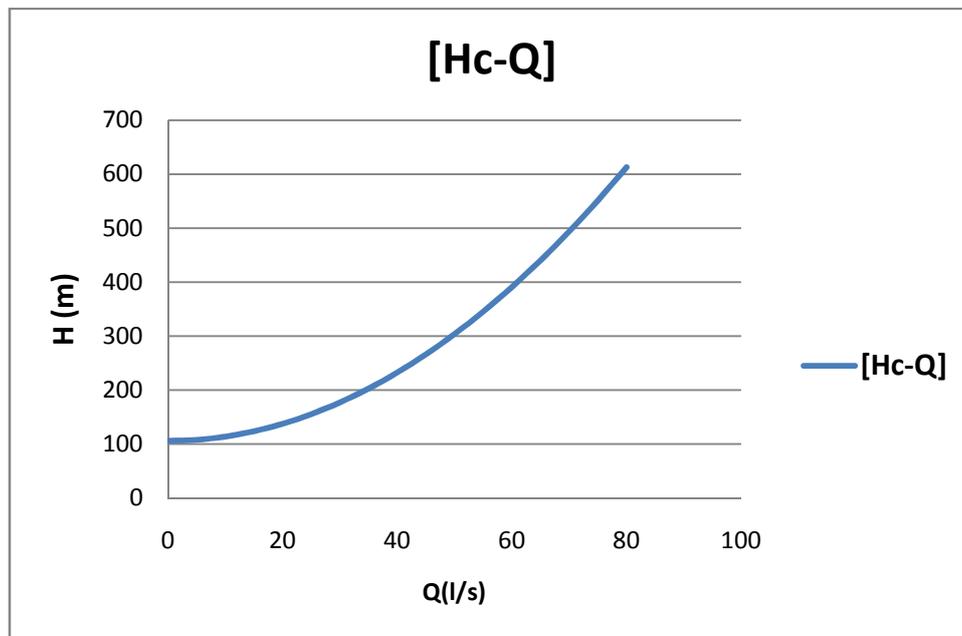
g : L'accélération de la pesanteur (m/s^2).

Les calculs de la courbe caractéristique sont regroupés dans le tableau (V.3) dans la page suivante :

Tableau (V.3) : courbe caractéristique de la conduite (forage E3-bâche de reprise B600)

N°	Q (m ³ /h)	H _g (m)	L _{ref} (m)	D _{ec} (mm)	}	Δh_p^{lin} (m)	Δh_t (m)	H _c (m)
1	0	105,62	3849	200	0,072	0	0	105,62
2	5	105,62	3849	200	0,072	1,801	1,981	107,601
3	10	105,62	3849	200	0,072	7,203	7,924	113,544
4	15	105,62	3849	200	0,072	16,207	17,828	123,448
5	20	105,62	3849	200	0,072	28,813	31,694	137,314
6	25	105,62	3849	200	0,072	45,021	49,523	155,143
7	30	105,62	3849	200	0,072	64,830	71,313	176,933
8	35	105,62	3849	200	0,072	88,240	97,064	202,684
9	40	105,62	3849	200	0,072	115,253	126,778	232,398
10	45	105,62	3849	200	0,072	145,867	160,453	266,073
11	50	105,62	3849	200	0,072	180,082	198,091	303,711
12	55	105,62	3849	200	0,072	217,900	239,690	345,310
13	60	105,62	3849	200	0,072	259,319	285,250	390,870
14	65	105,62	3849	200	0,072	304,339	334,773	440,393
15	70	105,62	3849	200	0,072	352,961	388,258	493,878
16	75	105,62	3849	200	0,072	405,185	445,704	551,324
17	80	105,62	3849	200	0,072	461,011	507,112	612,732

La courbe caractéristique de la conduite de refoulement est représentée dans la figure ci-dessous :

**Figure V.5: courbe caractéristique de la conduite de refoulement (E3-B600)**

V.7.1.3-point de fonctionnement

Le point de fonctionnement d'une pompe est l'intersection entre la courbe caractéristique de la pompe [H-Q] et la courbe caractéristique de la conduite [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.

Le fonctionnement de pompe est bon si le point de fonctionnement se trouve dans la zone non cavitation elle et le débit lui correspondant dans la plage de bon fonctionnement pour un rendement optimal.

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

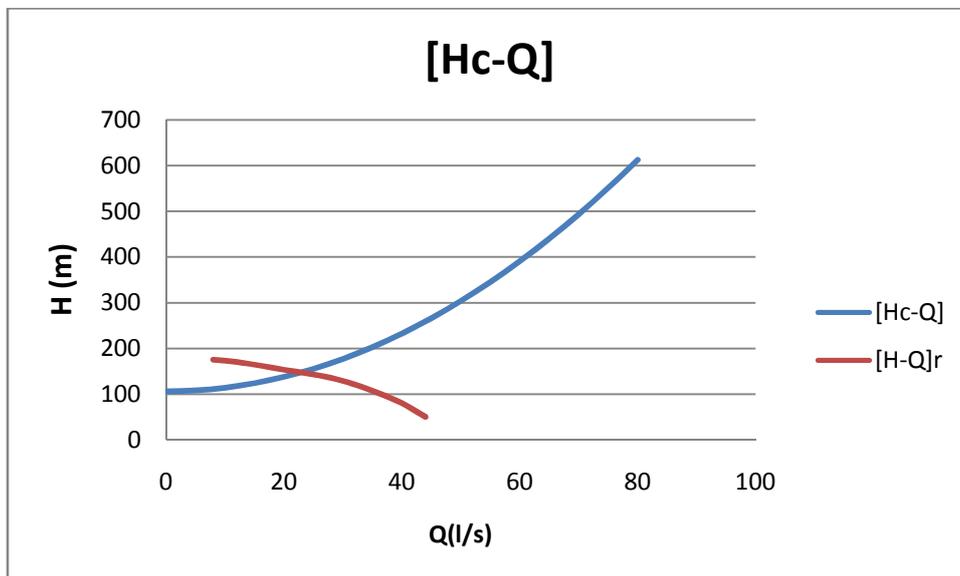


Figure V.6: Point de fonctionnement de la pompe du forage E3

Avec :

[Hc-Q] : la courbe caractéristique de la conduite.

[H-Q] r : la courbe caractéristique résultante de la pompe immergée.

D'après la figure précédente le débit et la hauteur manométrique totale correspondant au point

de fonctionnement (Pf) sont :

$$\begin{cases} Q_{Pf} = 25 \text{ l/s} = Q_{app} \\ H_{Pf} = 155 \text{ m} \equiv H_{app} = 135.5 \text{ m} \end{cases}$$

- Dans ce cas, il n'existe aucun mode de réglage parce que ($Q_{PF}=Q_{app}$).

V.7.2- forage C9

- ✓ Nous avons besoin de refouler un débit total de : $Q = 30 \text{ l/s}$ sur une hauteur manométrique de $H_{mt} = 100,904 \text{ m}$ (La H_{mt} est déjà calculée au chapitre 3 de l'étude de l'adduction) et $H_g = 91.22 \text{ m}$.
- ✓ En introduisant ces données dans logiciel CAPRARI nous obtenons les variantes présentées dans le tableau ci-dessous :

Tableau (V.4) : variantes pour le choix du type de pompe immergée de forage C9

Variante	$Q(\text{l/s})_{(\text{appelé})}$	$H_{mt}(\text{m})_{(\text{appelé})}$	Type de pompe	Vitesse (tr/min)	n%	P_{abs} (Kw)	(NPSH) _r (m)
1	32.6	103	P9C/6/305E	2900	74	46.6	4.48
2	30.9	101	E9S55/5A+ MC860	2900	79	39.2	4.96
3	33.2	103	E8S64/6A+ MC860	2900	78.1	43	5.03
4	35.4	105	E10S50/4CD +MC870	2900	76.1	47.8	5.14

- A partir du tableau (V.4) des variantes proposées, et les critères qui doivent être pris en considération pour orienter le choix de type de pompe, on a choisi la deuxième variante, les caractéristiques techniques voir (Annexe 3).

Tableau (V.5) : les caractéristiques du groupe électropompe choisi pour C9

Variante	$Q(\text{l/s})_{(\text{appelé})}$	$H_{mt}(\text{m})_{(\text{appelé})}$	Type de pompe	Vitesse (tr/min)	n%	P_{abs} (Kw)	(NPSH) _r (m)
2	30.9	101	E9S55/5A+MC860	2900	79	39.2	4.96

V.7.2.1-courbes caractéristiques de la pompe du forage C9

Ces courbes sont Représentées à partir du logiciel de CAPRARI par la Figure (V.7) ci-dessous :

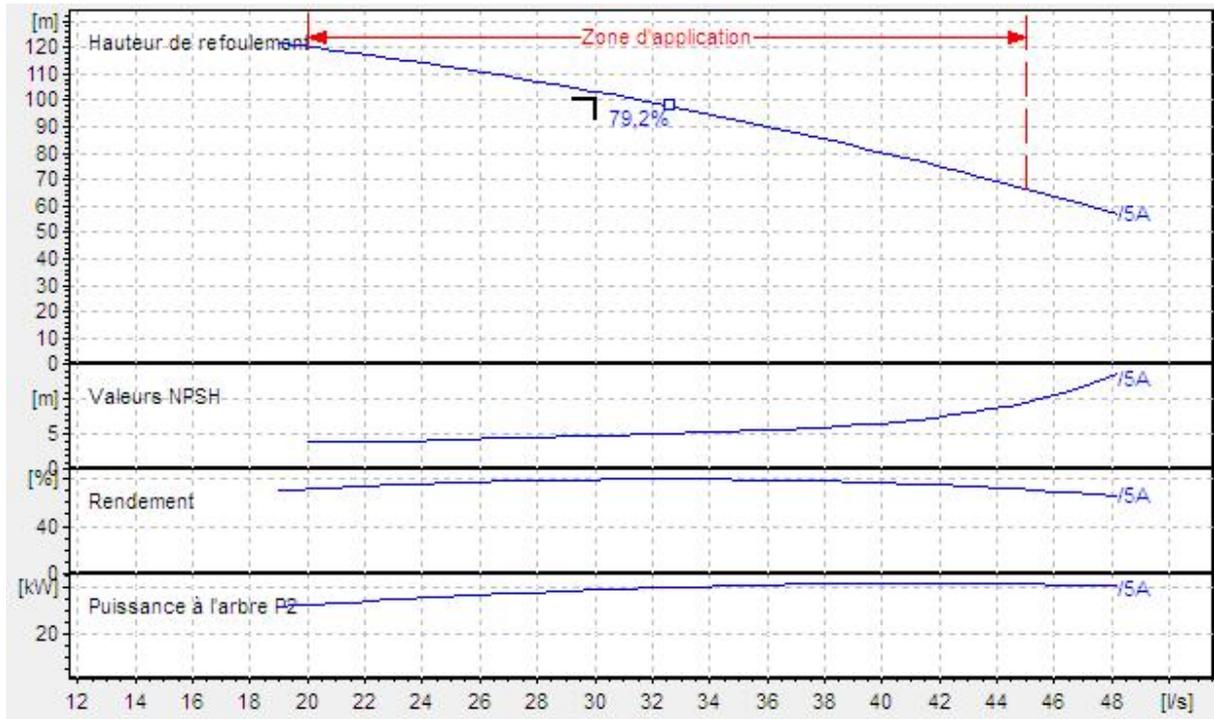


Figure V.7: courbes caractéristiques de la pompe de forage C9

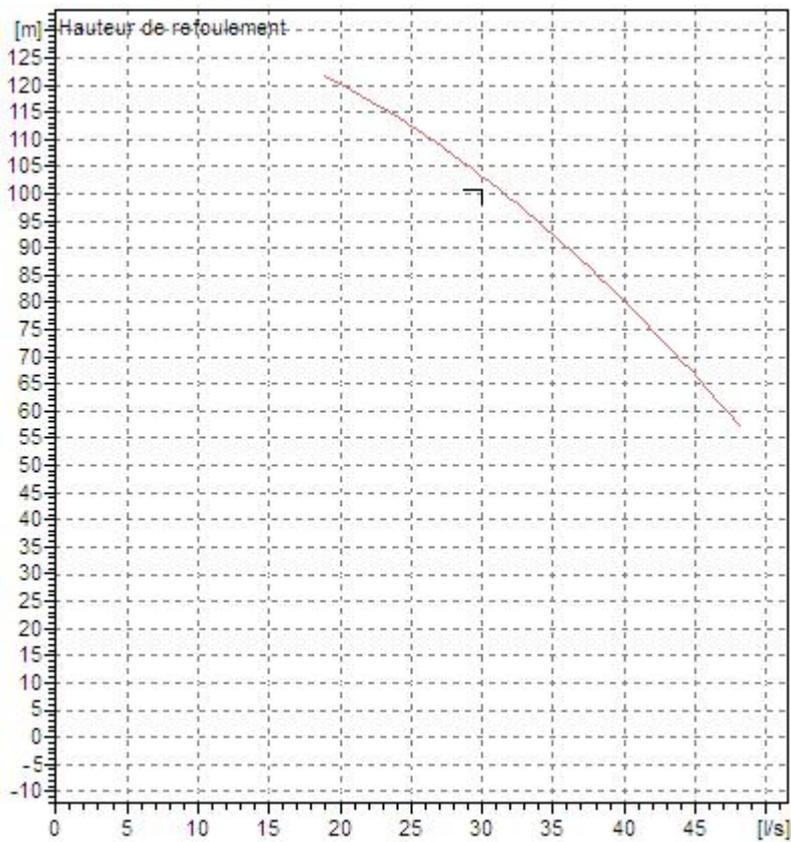


Figure V.8: courbe de la hauteur en fonction du débit : $H=f(Q)$ de forage C9

V.7.2.2-courbe caractéristique de la conduite (C9-B E10)

Les calculs de la courbe caractéristique sont regroupés dans le tableau (V.6) :

Tableau (V.6) : courbe caractéristique de la conduite (forage C9-bâche de reprise B E10)

N°	Q (m ³ /h)	H _g (m)	L _{ref} (m)	D _{ec} (mm)	}	Δh_p^{lin} (m)	Δh_t (m)	H _c (m)
1	0	91,22	2650	250	0,065	0	0	91,22
2	5	91,22	2650	250	0,065	1,121	1,233	92,453
3	10	91,22	2650	250	0,065	4,484	4,933	96,153
4	15	91,22	2650	250	0,065	10,090	11,099	102,319
5	20	91,22	2650	250	0,065	17,937	19,731	110,951
6	25	91,22	2650	250	0,065	28,027	30,830	122,050
7	30	91,22	2650	250	0,065	40,359	44,395	135,615
8	35	91,22	2650	250	0,065	54,933	60,426	151,646
9	40	91,22	2650	250	0,065	71,749	78,924	170,144
10	45	91,22	2650	250	0,065	90,807	99,888	191,108
11	50	91,22	2650	250	0,065	112,108	123,319	214,539
12	55	91,22	2650	250	0,065	135,651	149,216	240,436
13	60	91,22	2650	250	0,065	161,436	177,579	268,799
14	65	91,22	2650	250	0,065	189,463	208,409	299,629
15	70	91,22	2650	250	0,065	219,732	241,705	332,925
16	75	91,22	2650	250	0,065	252,243	277,467	368,687
17	80	91,22	2650	250	0,065	286,997	315,696	406,916

- La courbe caractéristique de la conduite de refoulement est représentée dans la figure ci-dessous :

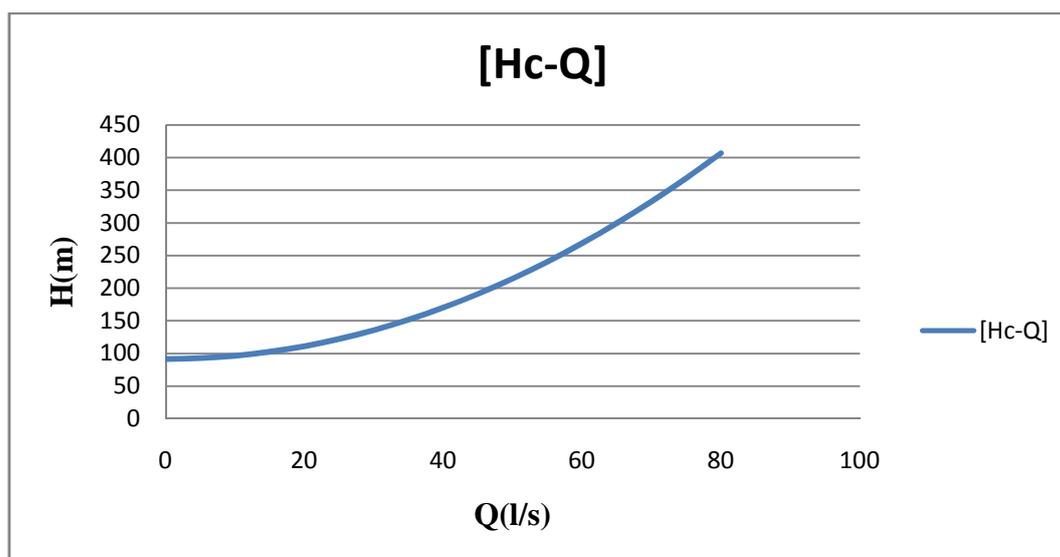


Figure V.9: courbe caractéristique de la conduite de refoulement (C9-BE10)

V.7.2.3-point de fonctionnement

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

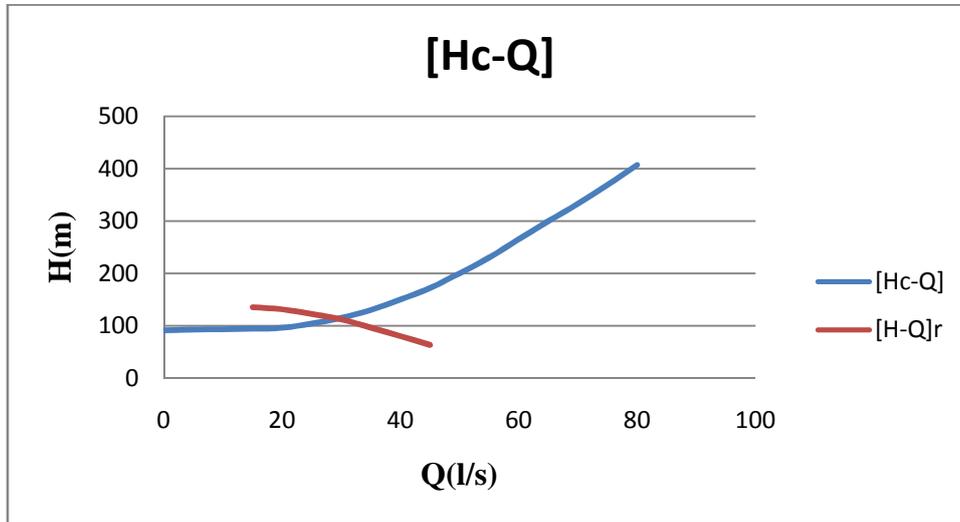


Figure V.10: Point de fonctionnement de la pompe du forage C9

D'après la figure précédente le débit et la hauteur manométrique totale correspondant au point

de fonctionnement (Pf) sont :
$$\begin{cases} Q_{Pf} = 30L/s = Q_{app} = 30L/s \\ H_{Pf} = 135m \equiv H_{app} = 100.904m \end{cases}$$

- Dans ce cas, il n'existe aucun mode de réglage parce que ($Q_{PF}=Q_{app}$).

V.7.3- forage F10

- ✓ Nous avons besoin de refouler un débit total de :

$Q = 12 l/s$ sur une hauteur manométrique de $HMT=110,189m$ (La H_{mt} est déjà calculée au chapitre 3 de l'étude de l'adduction) et $H_g=101.23 m$

- ✓ En introduisant ces données dans logiciel CAPRARI nous obtenons les variantes présentées dans le tableau ci-dessous :

Tableau (V.7) : variantes pour le choix du type de pompe immergée de forage F10

Variante	Q(l/s) (appelé)	H _{mt} (m) (appelé)	Type de pompe	Vitesse (tr/min)	n%	P _{abs} (Kw)	(NPSH) _r (m)
1	13.1	112	E6S64/11A+MCH630	2900	75.1	19.2	4
2	13.4	112	P8L/5/24/7E	2900	66	22.8	4.02
3	12.5	111	E8S55-6/6K+MCH635	2900	66.4	20.4	4.32
4	16.5	118	P8C/5/24/8F	2900	68.6	27.8	4.17

- A partir du tableau (V.7) des variantes proposées, et les critères qui doivent être pris en considération pour orienter le choix de type de pompe, on a choisi la première variante, les caractéristiques techniques voir (Annexe 4).

Tableau (V.8) : les caractéristiques du groupe électropompe choisi pour F10

Variante	Q(l/s) (appelé)	H _{mt} (m) (appelé)	Type de pompe	Vitesse (tr/min)	n%	P _{abs} (Kw)	(NPSH) _r (m)
1	13.1	112	E6S64/11A+MC H630	2900	75.1	19.2	4

V.7.3.1-courbes caractéristiques de la pompe du forage F10

Ces courbes sont Représentées à partir du logiciel de CAPRARI par la Figure (V.11)

Ci-dessous :

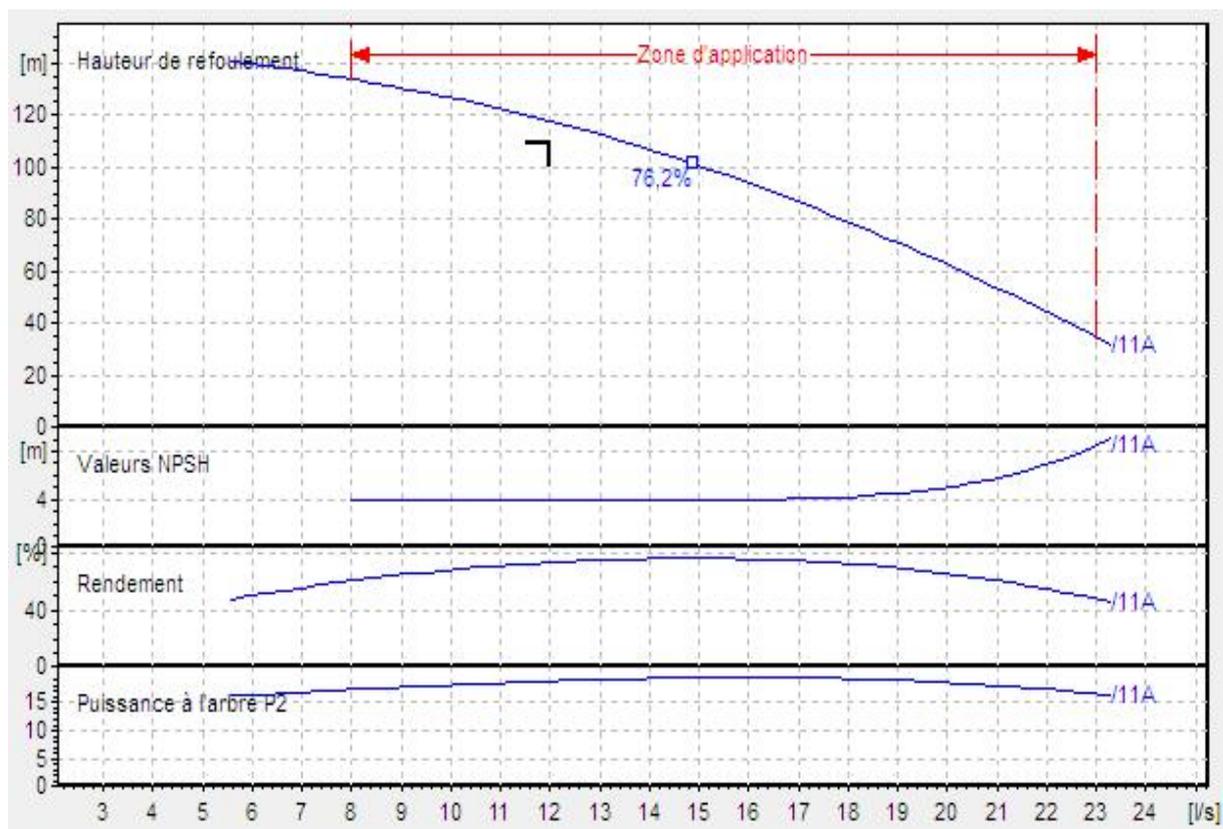


Figure V.11: courbes caractéristiques de la pompe de forage F10

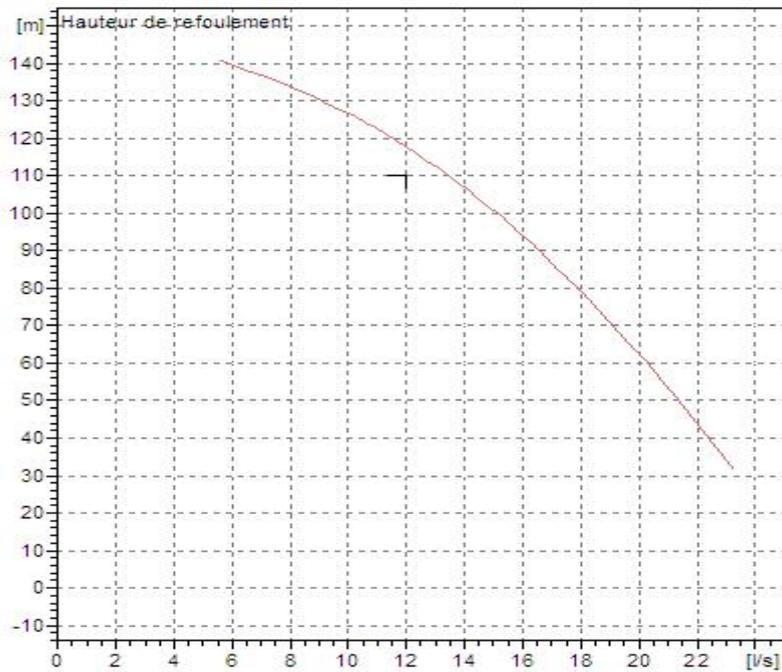


Figure V.12: courbe de la hauteur en fonction du débit : $H=f(Q)$ de forage

F10

V.7.3.2-courbe caractéristique de la conduite (F10-B E10)

Les calculs de la courbe caractéristique sont regroupés dans le tableau (V.9) ci-dessous :

Tableau (V.9) : courbe caractéristique de la conduite (forage F10-bâche de reprise B E10)

N°	Q (m ³ /h)	H _g (m)	L _{ref} (m)	D _{ec} (mm)	}	Δh_p^{lin} (m)	Δh_t (m)	H _c (m)
1	0	101,23	1540	160	0,081	0	0	101,23
2	5	101,23	1540	160	0,081	2,445	2,689	103,919
3	10	101,23	1540	160	0,081	9,779	10,757	111,987
4	15	101,23	1540	160	0,081	22,003	24,204	125,434
5	20	101,23	1540	160	0,081	39,117	43,029	144,259
6	25	101,23	1540	160	0,081	61,120	67,232	168,462
7	30	101,23	1540	160	0,081	88,013	96,815	198,045
8	35	101,23	1540	160	0,081	119,796	131,775	233,005
9	40	101,23	1540	160	0,081	156,468	172,115	273,345
10	45	101,23	1540	160	0,081	198,030	217,833	319,063
11	50	101,23	1540	160	0,081	244,481	268,929	370,159
12	55	101,23	1540	160	0,081	295,822	325,405	426,635
13	60	101,23	1540	160	0,081	352,053	387,258	488,488
14	65	101,23	1540	160	0,081	413,173	454,491	555,721
15	70	101,23	1540	160	0,081	479,183	527,102	628,332
16	75	101,23	1540	160	0,081	550,083	605,091	706,321
17	80	101,23	1540	160	0,081	625,872	688,459	789,689

- La courbe caractéristique de la conduite de refoulement est représentée dans la figure ci-dessous :

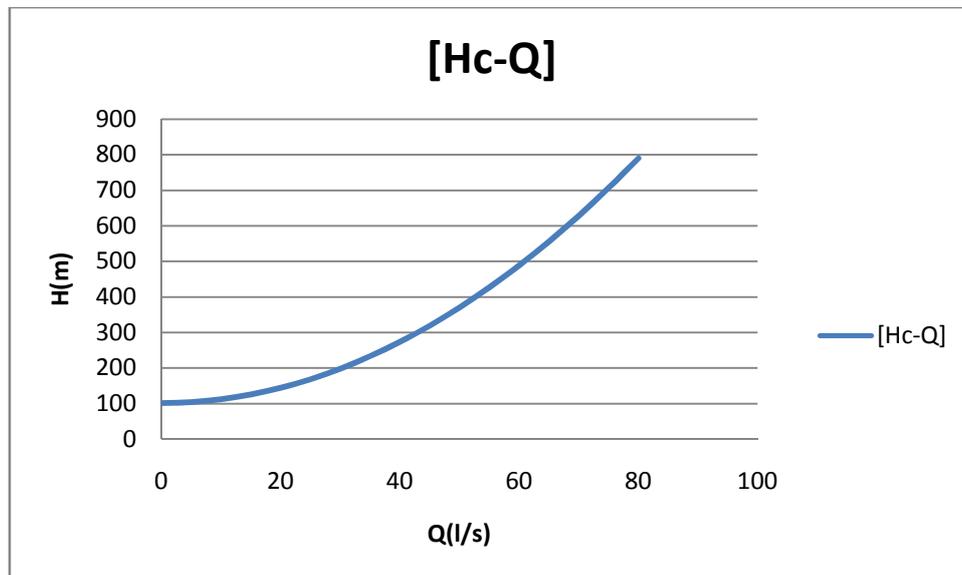


Figure V.13: courbe caractéristique de la conduite de refoulement (F10-BE10)

V.7.3.3-point de fonctionnement

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

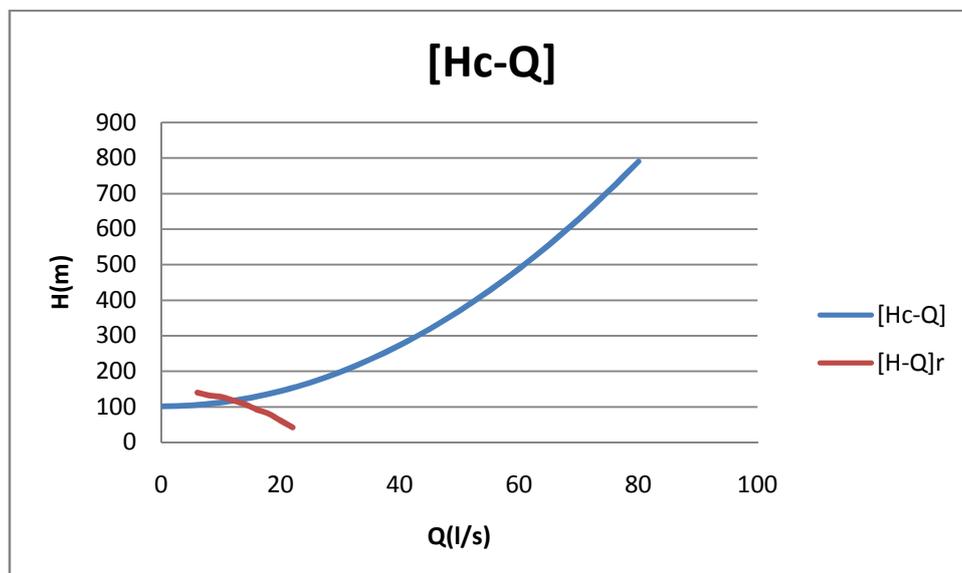


Figure V.14: Point de fonctionnement de la pompe du forage F10

D'après la figure précédente le débit et la hauteur manométrique totale correspondant au point

$$\text{de fonctionnement (Pf) sont : } \begin{cases} Q_{Pf} = 12L/s = Q_{app} \\ H_{Pf} = 114m \equiv H_{app} = 110.189m \end{cases}$$

- Dans ce cas, il n'existe aucun mode de réglage parce que ($Q_{PF}=Q_{app}$).

V.7.4- Refoulement BE10-réservoir de distribution d'EL feroukh R1000

Nous avons besoin de refouler un débit appelé total d'eau de 82 l/s sur une hauteur manométrique de 110,208 m (La H_{mt} est déjà calculée au chapitre 3 de l'étude de l'adduction) et $H_g=51$ m.

Les résultats sont dans le tableau suivant:

Tableau V.10:Caractéristiques des pompes de la bache de reprise BE10

Variante	Q(l/s) (appelé)	$H_{mt}(m)$ (appelé)	Type de pompe	Vitesse (tr/min)	n%	P_{abs} (Kw)	(NPSH) _r (m)
1	82.8	112	PM150/4A	1450	79.7	114	3.14
2	86.7	117	PM125/2D	2900	71.8	143	9.5

- A partir du tableau (V.10) des variantes proposées, et les critères qui doivent être pris en considération pour orienter le choix de type de pompe, on a choisi la première variante, Donc :
 - Il faut équiper la station par 2 pompes multicellulaires à axe horizontal (une fonctionne et l'autre de secours), les caractéristiques techniques voir (Annexe 5).

Tableau V.11 : les caractéristiques du pompes de la bache de reprise BE10

Variante	Q(l/s) (appelé)	$H_{mt}(m)$ (appelé)	Type de pompe	Vitesse (tr/min)	n%	P_{abs} (Kw)	(NPSH) _r (m)
1	82.8	112	PM150/4A	1450	79.7	114	3.14

V.7.4.1-courbe caractéristique des pompes de la bache BE10

Ces courbes sont Représentées à partir du logiciel de CAPRARI par la Figure (V.15)

Ci-dessous :

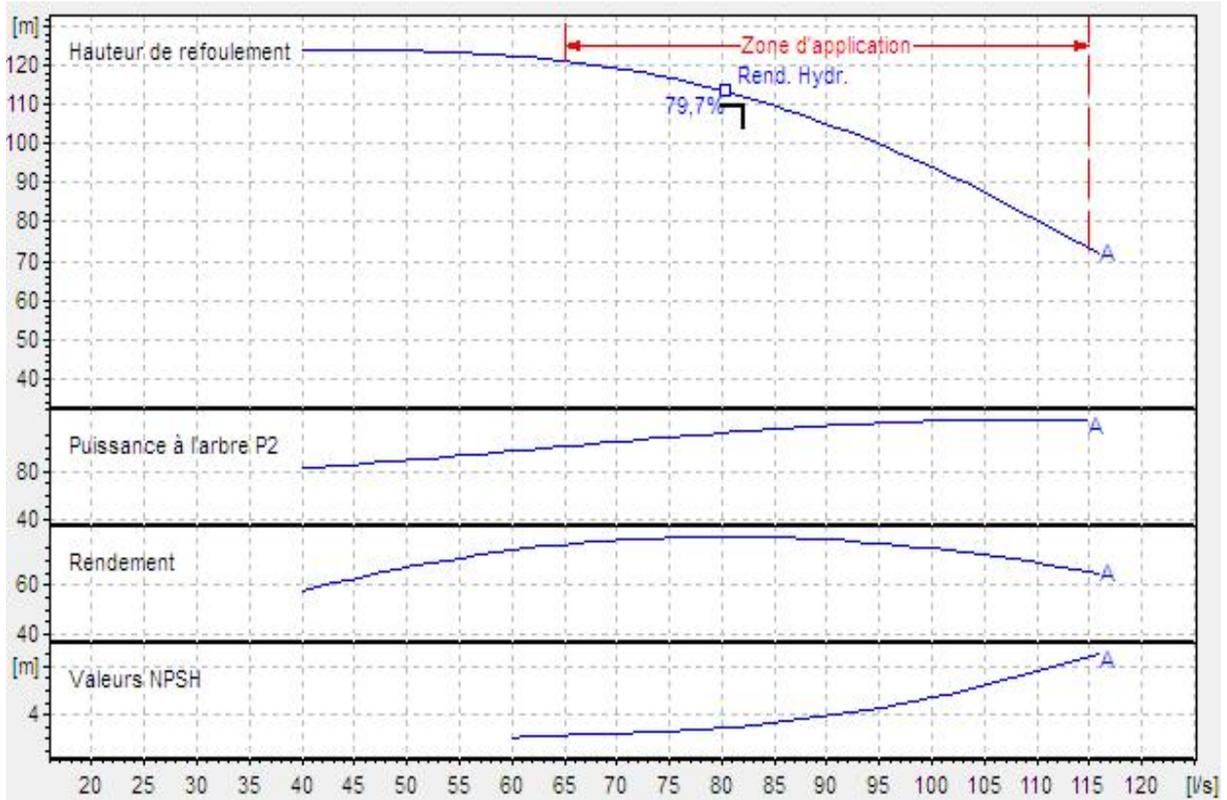


Figure V.15: courbes caractéristiques des pompes de la bêche de reprise BE10

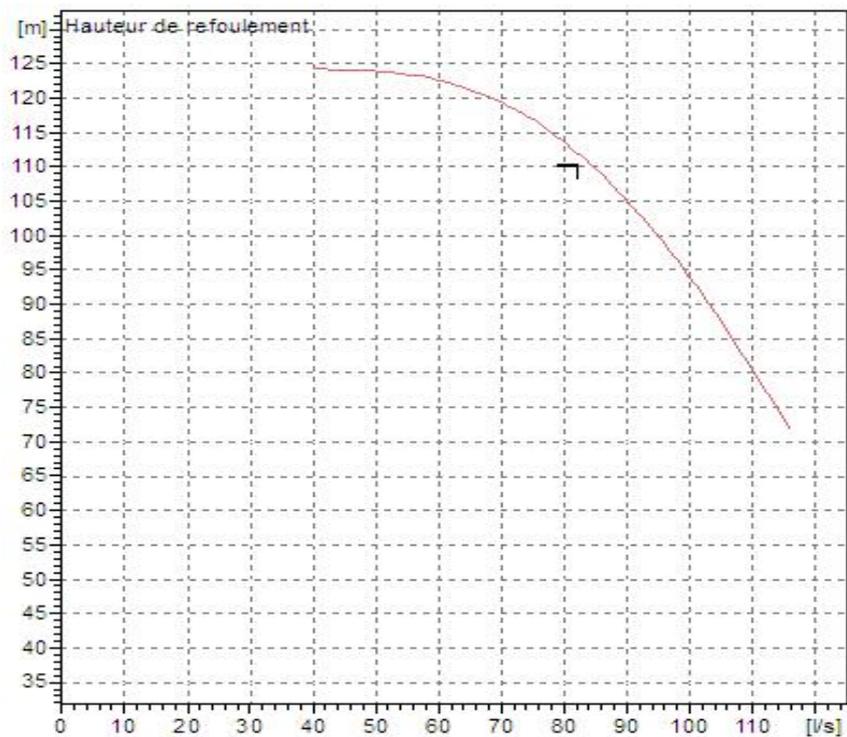


Figure V.16: courbe de la hauteur en fonction du débit : $H=f(Q)$ des pompes de la bêche de reprise BE10

V.7.4.2-courbe caractéristique de la conduite (bâche de reprise BE10-R1000)

Les calculs de la courbe caractéristique sont regroupés dans le tableau (V.12) ci-dessous :

Tableau (V.12) : courbe caractéristique de la conduite (bâche de reprise BE10-R1000)

N°	Q(m ³ /h)	H _g (m)	L _{ref} (m)	D _{ec} (mm)	}	Δh_p^{lin} (m)	Δh_l (m)	H _c (m)
1	0	51	7872	315	0,059	0	0	51
2	5	51	7872	315	0,059	0,311	0,342	51,342
3	10	51	7872	315	0,059	1,245	1,369	52,369
4	15	51	7872	315	0,059	2,800	3,081	54,081
5	20	51	7872	315	0,059	4,979	5,476	56,476
6	25	51	7872	315	0,059	7,779	8,557	59,557
7	30	51	7872	315	0,059	11,202	12,322	63,322
8	35	51	7872	315	0,059	15,247	16,772	67,772
9	40	51	7872	315	0,059	19,914	21,906	72,906
10	45	51	7872	315	0,059	25,204	27,725	78,725
11	50	51	7872	315	0,059	31,116	34,228	85,228
12	55	51	7872	315	0,059	37,651	41,416	92,416
13	60	51	7872	315	0,059	44,807	49,288	100,288
14	65	51	7872	315	0,059	52,586	57,845	108,845
15	70	51	7872	315	0,059	60,988	67,087	118,087
16	75	51	7872	315	0,059	70,012	77,013	128,013
17	80	51	7872	315	0,059	79,658	87,623	138,623
18	82	51	7872	315	0,059	83,690	92,059	143,059

- La courbe caractéristique de la conduite de refoulement est représentée dans la figure ci-dessous :

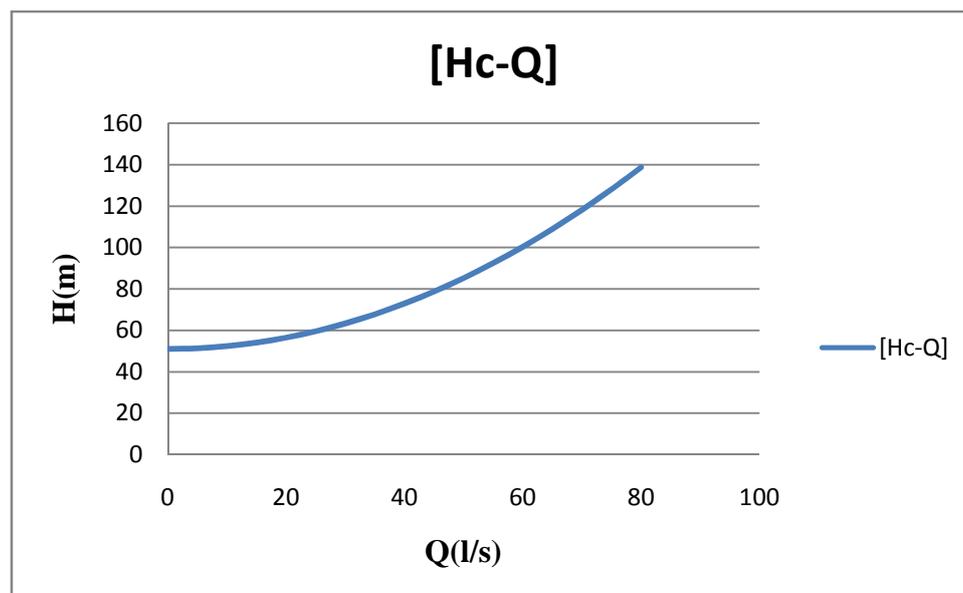


Figure V.17: courbe caractéristique de la conduite de refoulement (bâche de reprise BE10-R1000)

V.7.4.3-point de fonctionnement

La courbe caractéristique de la conduite de refoulement et le point de fonctionnement de la pompe sont donnés sur la figure (V.18) suivante :

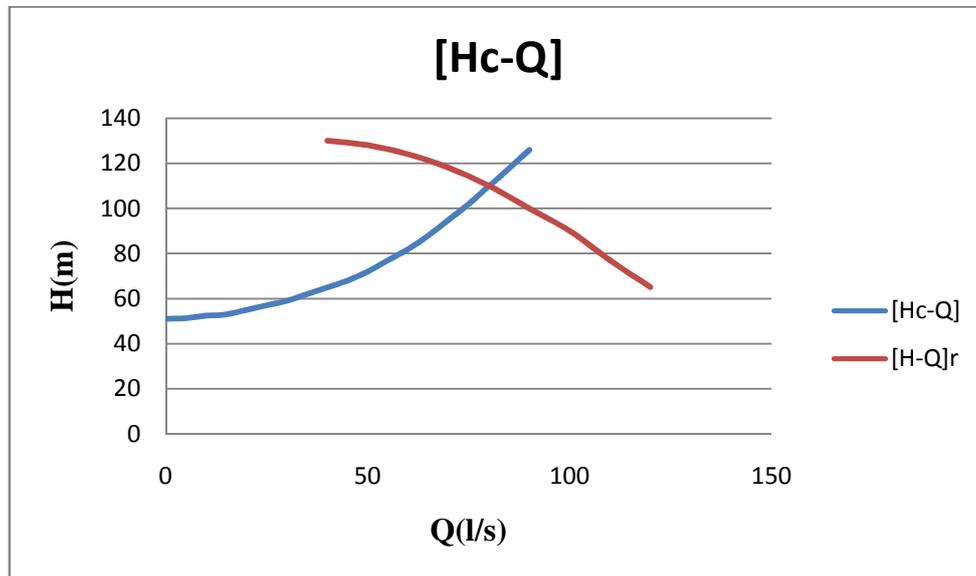


Figure V.18: Point de fonctionnement de la pompe du bache BE10

D'après la figure précédente le débit et la hauteur manométrique totale correspondant au point

de fonctionnement (Pf) sont :

$$\begin{cases} Q_{Pf} = 86 \text{ L/s} > Q_{app} = 82 \\ H_{Pf} = 112 \text{ m} \equiv H_{app} = 110,208 \text{ m} \end{cases}$$

- Dans ce cas, il faut passer par un mode de réglage parce que ($Q_{PF} > Q_{app}$).

V.7.4.4- Adaptation de la pompe aux conditions de fonctionnement données

On a : Débit disponible > Débit appelé :

On étudie les différents modes de réglage possibles :

Dans notre cas, les modes de réglage à étudier sont le vannage, la diminution du temps de pompage.

a) Vannage : c'est la fermeture partielle du robinet vanne de refoulement.

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

$$y_{ap,van}^{inst} = y_{av,van}^{inst} * \frac{H_{app}}{H_{app} + h_v}$$

$y_{ap,van}^{inst}$: Rendement de l'installation après le vannage (%) ;

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

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

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

$$h_v = H'_c - H_{app}$$

H'_c : hauteur correspondant à la projection du débit appelé sur la courbe caractéristique

De la pompe (H-Q)_R (m).

- ♦ $H'_c = 111$ m
- ♦ $h_v = 111 - 110.208 \Rightarrow h_v = 0.792$ m.
- ♦ $y_{inst_{av,van}} = 79.7\%$
- ♦ $y_{inst_{ap,van}} = 79.7 * \frac{110,208}{110,208 + 0,792} \Rightarrow y_{inst_{ap,van}} = 79.13 \%$

On détermine la nouvelle puissance absorbée :

$$\text{Sachant que : } Q = \frac{Q_{app}}{n} \text{ avec :}$$

n : nombre de pompes en parallèle ;

$$Q = \frac{0.082}{1} \Rightarrow Q = 0.082 \text{ m}^3 / \text{s} . \text{Ainsi : } P_{abs} = \frac{1000 * 9,81 * 0.082 * 111}{0,7913} \Rightarrow P_{abs} = 112.84 \text{ KW}.$$

b) diminution du 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 :

$$t' = \frac{Q_{app}}{Q_{pf}} * t$$

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).

- Le nouveau temps de pompage sera : $t' = \frac{0.082}{0.086} * 20 = 19.07 \text{ h} = 19 \text{ h } 42 \text{ min}$

t' = 19h 42min

- Le rendement correspondant au débit $Q_{pf} = 0.086 \text{ m}^3/\text{s}$ est : **78.4 %**

Donc on détermine la nouvelle puissance absorbée, sachant que : $Q = \frac{Q_{pf}}{n}$ avec :

n : nombre de pompes en parallèle ;

$$Q = \frac{0.085}{1} \Rightarrow Q = 0.085 \text{ m}^3 / \text{h} . \text{Ainsi : } P_{abs} = \frac{1000 * 9,81 * 0.086 * 112}{0.784} \Rightarrow P_{abs} = \mathbf{120.52 \text{ Kw}}$$

- Donc on opte pour le réglage par Vannage car ce mode nous assure le rendement le plus élevé et la puissance absorbée la plus faible.

V.8.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.8.1.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 pompé lorsqu'il apparaît le phénomène de cavitation.

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 calculs, on prend : r = 0,3 m.

V.8.2.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.

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

da : diamètre de la tubulure d'aspiration ; d'après logiciel (CAPRARI) égale à 200 mm ;

$$Da = 1,5 * 200 = 300 \text{ mm.}$$

➤ **Vérification de la vitesse :**

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

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

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

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

$$V_{asp} = \frac{Q}{S} = \frac{4Q}{\pi D^2} = \frac{4 * 0.082}{\pi * 0,3^2} = 1.16 \text{ m/s}$$

La condition de la vitesse d'écoulement est vérifiée donc le diamètre 300 mm pour le collecteur d'aspiration

V.8.3. Calcul de la hauteur d'aspiration admissible

Pour une pompe donnée fonctionnant à une vitesse déterminée, il existe une hauteur limite d'aspiration en deçà 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 :

$$(NPSH)_d = \frac{Pat}{\%_0} - \frac{Pv}{\%_0} - \sum h_p^{asp} - \frac{V_{asp}}{2g} - h_{adm}^{asp} = (NPSH)_r + 0,3$$

$$\Rightarrow h_{adm}^{asp} = \frac{Pat}{\%_0} - \frac{Pv}{\%_0} - \sum h_p^{asp} - \frac{V_{asp}}{2g} - (NPSH)_r - 0,3$$

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

Patm : pression atmosphérique (mce) ;

$$Patm = 10,33 - 0,00139 \times H .$$

Avec : H : altitude de la station en (mNGA).

Tv : tension de vapeur d'eau (mce) ;

Tableau V.13: 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 (mce)	0,09	0,12	0,24	0,43	0,75	1,25	4,82	10,33

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

hasp: Perte de charge totale du coté aspiration.

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

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

En utilisant la formule :

$$\Delta h_{asp}^{lin} = \frac{8 \times L \times Q^2}{\pi^2 \times g \times D^5}$$

Avec :

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

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

Q : débit refoulé (m³/s) ,

➤ Calage de la pompe

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

Pour les installations en aspiration :

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

∇_a : Niveau de l'axe de la pompe (m.NGA) ;

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

∇_m : Niveau minimal du plan d'eau d'aspiration (m.NGA) ;

$$\nabla_m = C_p + h + h_{it} ;$$

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

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

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

Station de pompage de la bache de reprise BE10 :

La charge nette d'aspiration requise : $(NPSH)_r = 3.14 \text{ m}$.

La pression atmosphérique : $P_{atm} = 10,33 - 0,00139 \times 928 \Rightarrow P_{at} = 9.04 \text{ mce}$.

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

Donc, Pour $D_a = 300 \text{ mm}$, la vitesse sera :

$$\Delta h_{asp}^{lin} = \frac{8 \times L \times Q^2}{\pi^2 \times g \times D^5} \Rightarrow \Delta h_a^{li} = 0.135 \text{ m}.$$

La perte de charge totale à l'aspiration

$$h_{asp} = 1,1 \times 0,135 = 0,1485 \text{ m}.$$

V.9. Choix du moteur électrique

Il existe plusieurs critères liés au choix du moteur.

V.9.1. 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.

a-Vitesse de rotation du moteur

La vitesse de rotation du moteur est donnée comme suit :

$$N_m = N_p \pm 200 ;$$

Où:

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

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

$$N_m = 1450 \pm 200 \text{ tr/mn}$$

b- Puissance fournie par le moteur

La puissance qui devra être fournie par le moteur en (Watt) est calculée par la formule suivante :

$$P_m = \frac{\rho \times Q_a \times HMT \times K}{\eta_p \times \eta_a \times \eta_m} ;$$

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

Q_a : débit refoulé par une seule pompe ;

HMT: hauteur manométrique totale minimum (mce);

η_p : rendement de la pompe ; $\eta_p = 79.7 \%$

η_{acc} : rendement d'accouplement, $\eta_{acc} = 93 \%$;

η_m : rendement du moteur, $\eta_m = (92 - 95) \%$,

On prend : $\eta_m = 94\%$.

K : coefficient correcteur, il est en fonction de la puissance de la pompe ;

Tableau V.14: 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

$$P_m = \frac{9810 \times 0.082 \times 110.21 \times 1.1}{0.797 \times 0.93 \times 0.94} = 139.97 \text{ Kw}$$

Remarque : nous prendront une vitesse du moteur égale : $V=1650 \text{ tr/mn}$ et une puissance de 140 KW, le moteur qui correspond à ces caractéristiques est le moteur BOSCH BT2000X.

- CAPRARI nous donne des groupes électropompes complets mais nous choisirons le modèle su-cité par ce qu'il adapte à notre pompe.

V.10. Encombrement des pompes choisies

L'encombrement des pompes choisies sont représenté d'après le logiciel KAPRARI dans la figure (V.19):

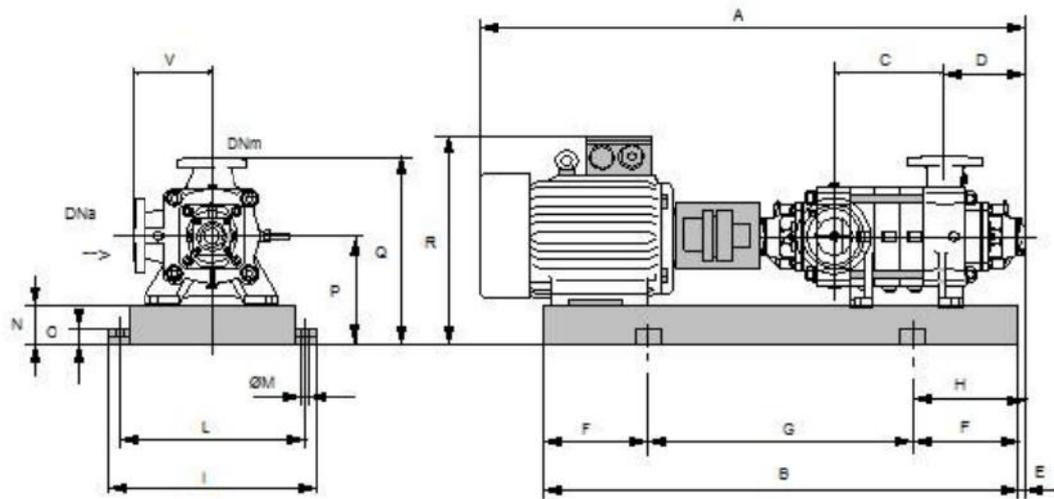


Figure V.19: L'encombrement des pompes choisies d'après le logiciel KAPRARI

V.11. choix du bâtiment

Les critères de choix sont représentés dans le tableau

Tableau V.15 : Choix du type de bâtiment

paramètres	Type de bâtiment.			
	type bloc	bâche sèche	bâche mouillée	de surface/semi enterre.
Q (m ³ /s).	> 2	< 2	< 6	< 1,5
Type de pompe.	Axial : Horizontal Vertical	Pompes centrifuges	Axial : Vertical	Pompes centrifuges.
had (m).	< 0	< 0 ; > 0	; > 0	> 0
Variation du plan d'eau (m).	1 ÷ 2	1 ÷ 3	/	Importante.

➡ Dans notre cas on a optée pour le type bâtiment de surface.

V.11.1. Dimensionnement de bâtiment de station pompage

A. Hauteur du bâtiment

Elle est calculée par la formule :

$$H_b = H_5 + H_6 + H_7 + H_8 + H_9 \text{ (V-8)}$$

Où :

$$H_5 = H_p + H_s + H_r \text{ (V-9)}$$

H_p : hauteur de la pompe,

$$\text{A.N : } H_p = 0.635 \text{ m}$$

H_s : hauteur du socle $= (0.3 - 0.05) \text{ m}$, $H_s = 0.3 \text{ m}$

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

$$\text{A.N : } H_5 = 0.635 + 0.3 + 0,5 \Rightarrow H_5 = 1.435 \text{ m}$$

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

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

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

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

$$\text{A.N : } H_b = 1.435 + 2,2 + 0,3 + 0,8 + 0,5 \Rightarrow H_b = 5.235 \text{ m}$$

Les hauteurs du bâtiment sont normalisées (cas pont roulant) étant normalisées (8.4 - 9.6 - 12.6 - 14 m) on prend comme hauteur du bâtiment : **$H_b = 8.4 \text{ m}$** .

B. Longueur du bâtiment

Elle est donnée en fonction des paramètres suivants :

$$L_b = n \times L + L_{int}(n-1) + L_{pf} + L_1 + L_3 + L_4 \quad \text{(V-10)}$$

n : nombre de pompes, $n = 2$

L : longueur de la pompe et celle du moteur,

$$\text{A.N : } L = 2.198 \text{ m.}$$

$$L = 2 \times 2.198 \Rightarrow L = 4.396 \text{ m.}$$

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

On prend : $L_{int} = 1.5 \text{ m}$.

L_{pf} : longueur de la plate-forme de montage, $L_{pf} = 2.5 \text{ m}$.

l_1 : distance entre mur et premier organe de la pompe, $l_1 = 0,5 \text{ m}$;

l_3 : longueur des accessoires d'aspiration,

l_4 : longueur des accessoires de refoulement,

$$l_3 + l_4 = l_{tr} + l_{tasp} + l_c + l_{div}$$

Où :

l_{tr} : longueur de la tubulure de refoulement, $l_{tr} = 2 \times D_r$

$$\text{A.N : } l_{tr} = 2 \times 125 \Rightarrow l_{tr} = 0.250 \text{ m ;}$$

l_{tasp} : longueur de tubulure d'aspiration, $l_{tr} = 2 \times D_a$.

$$\text{A.N : } l_{tasp} = 2 \times 150 \Rightarrow l_{tasp} = 0.3 \text{ m .}$$

$$l_c : \text{longueur du convergent, } l_c = (3.5-4)(D_a-d_a)=3.5*0.15=0.525 \text{ m.}$$

$$l_d : \text{longueur du divergent, } l_{div} = (3.5-4)(D_r-d_r)=3.5*0.5=1.75 \text{ m.}$$

$$\text{A.N: } l_3 + l_4 = 2.825 \text{ m .}$$

$$L_b = n \times L + L_{int}(n-1) + L_{pf} + L_1 + L_3 + L_4$$

$$\text{A.N: } \Rightarrow L_b = 11.72 \text{ m.}$$

La station de pompage aura une longueur de **12 m**.

C. Largeur du bâtiment

Elle est donnée par la relation :

$$l_b = l_1 + l_2 + L_b + L_r + LP(V-12)$$

l_1 : distance entre mur et premier organe de la pompe, $l_1=1.5 \text{ m}$

l_2 =distance entre mur et 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 : $L_b = 3.0 \text{ m}$;

LP : largeur de la pompe et le moteur

On prend : $L_p = 0.87 \text{ m}$;

$$\text{A.N: } l_b = 8.57 \text{ m.}$$

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

D. Dimensions des portes

Porte principale : 3×3 .

Porte du personnel : $2,5 \times 1,6$.

E. 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.

$$SF = 0,15 \times 12 \times 8,4 \times 2 = 30,24 \text{ m}$$

Le nombre de fenêtres sera :

$$n = \frac{\sum S_f}{S_f}$$

n : nombre de fenêtres ;

Sf : surface d'une seule fenêtre, Sf = (1,2 * 2.2) ; A.N : \Rightarrow n = 12 fenêtres

Tableau V.16 : dimensions du bâtiment de la station de pompage

Dimensions du bâtiment de la station de pompage						
Longueur (m)	Largeur (m)	Hauteur (m)	Epaisseur des murs (m)	Fenêtres (m)	Portes(m)	
					secondaire	principale
12	9	8.4	0.30	1,2*2.2	2.5*1.6	3*3

V.12- Conclusion

Vu la variation de la hauteur manométrique appelée et du débit demandé, les groupes électropompes des trois forages ayant des caractéristiques hydro-électriques différentes et pour les pompes de la bêche de reprise sont de marque CAPRARI, de classe A (aspiration axiale et refoulement radiale), sont multicellulaires à axe horizontal.

Ces pompes seront entraînées par des moteurs de type CAPRARI asynchrone triphasée.

CHAPITRE VI :

Pose de canalisation et accessoires

Chapitre -VI-

POSE DE CANALISATION ET ACCESSOIRES DU RESEAU D'ADDUCTION

VI.1-Introduction

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.

VI.2- Pose des canalisations

VI.2.1-Le Principe de pose des canalisations

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.

1. 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.

2. 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.

3. Pose en galerie

La pose des conduites en galerie présente double avantage 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.

4. 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.

5. 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.

6. Traversée de route

Au niveau de la traversée de la route vers Ain fakroun, la conduite en PEHD est placée dans un fourreau de diamètre supérieur et repose sur des tasseaux en béton. Les robinets vannes sont placés dans des regards implantés de par et d'autre de la route (figure VI.1)

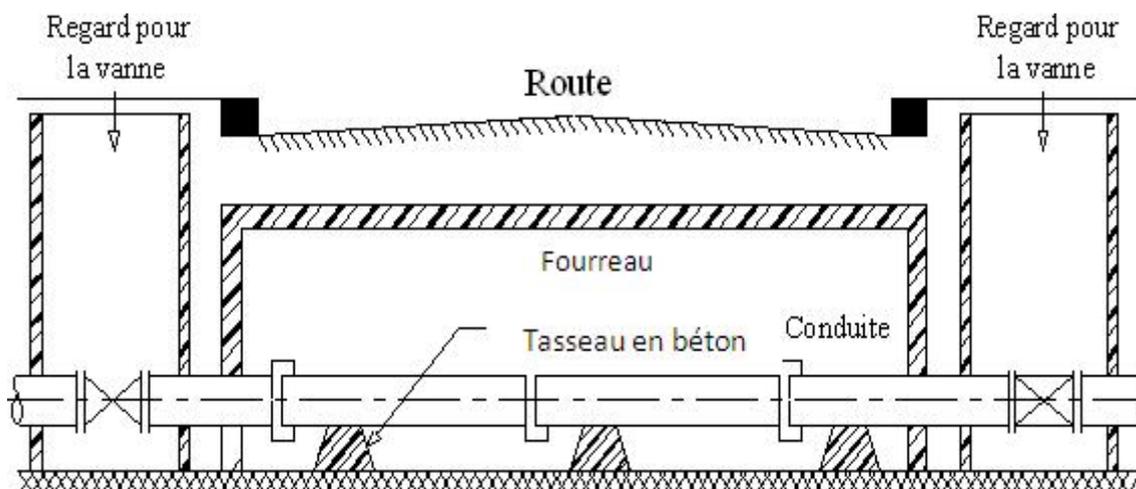


Figure VI.1 : Pose de canalisation dans un fourreau

VI.3-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.

VI.3.1- 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 remises 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 :

- a- 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.
- b- Les vannes à clapets de non-retour** : permettent de diriger l'écoulement dans un seul sens. Elles sont installées sur les conduites de refoulement.
- c- Les vannes de réduction de pression** : permettent de réduire la pression à une valeur prédéterminée

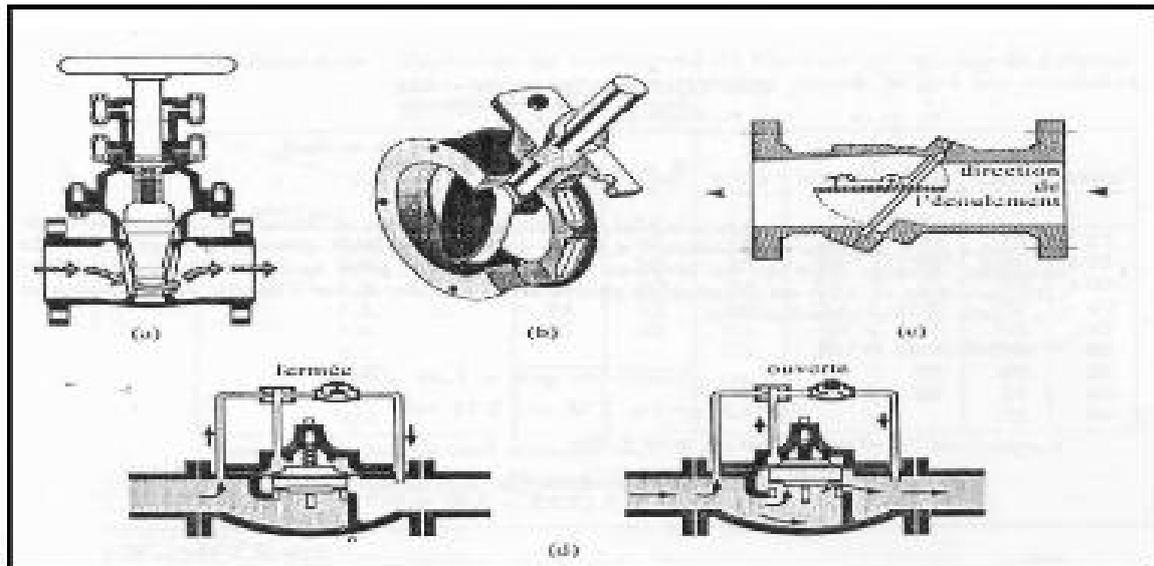


Figure VI.2: les différents types de vanne

- a) robinet-vanne
- b) robinet à papillon
- c) vanne à clapet de non-retour
- d) vanne de réduction de pression

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 de refoulement.

Les vannes d'isolement type papillon sur chaque conduite de départ du réservoir.

VI.3.2- Ventouses

La ventouse est un appareil de dégazage qui est actionnée par la simple présence d'air. 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 obstruer l'orifice de la ventouse. C'est également en ces points qu'il faut faire une admission d'air lors des vidanges.

Donc nous injectons de l'air par les ventouses dans notre cas :

- ✓ A tous les points les plus hauts.
- ✓ A tous les points hauts intermédiaires.
- ✓ Sur des grandes longueurs en montée ou descente (Installation tout les 800m) .
- ✓ Après les pompes.

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

Tableau VI.1: le choix de la ventouse en fonction du diamètre de la conduite

Diamètre de la conduite	Type de ventouse
$D < 250\text{mm}$	D 50mm
$250 < D < 400\text{mm}$	D 80mm (notre cas)
$400 < D < 500\text{mm}$	D100mm
$500 < D < 800\text{mm}$	D150mm
$800 < D < 1000\text{mm}$	D200mm

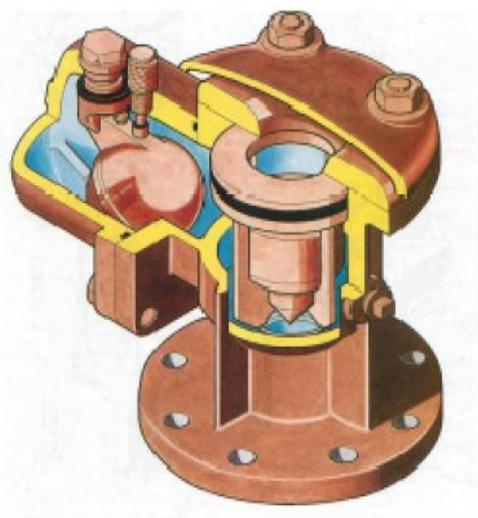
a) Rôles de la ventouse

La ventouse échapper et introduire l'air à tous les points les plus hauts

b) Types de ventouses

Il existe deux types de ventouse :

- ✓ Ventouse simple.
- ✓ Ventouse à deux orifices réunis en un seul appareil.



Ventouse à double orifice



Ventouse simple

Figure VI.3: Les différents types de ventouses

VI.3.3-Vidange

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

VII.3.4- Clapet anti retour

Le clapet anti retour est C'est un accessoire permettant l'écoulement du liquide dans un seul sens.

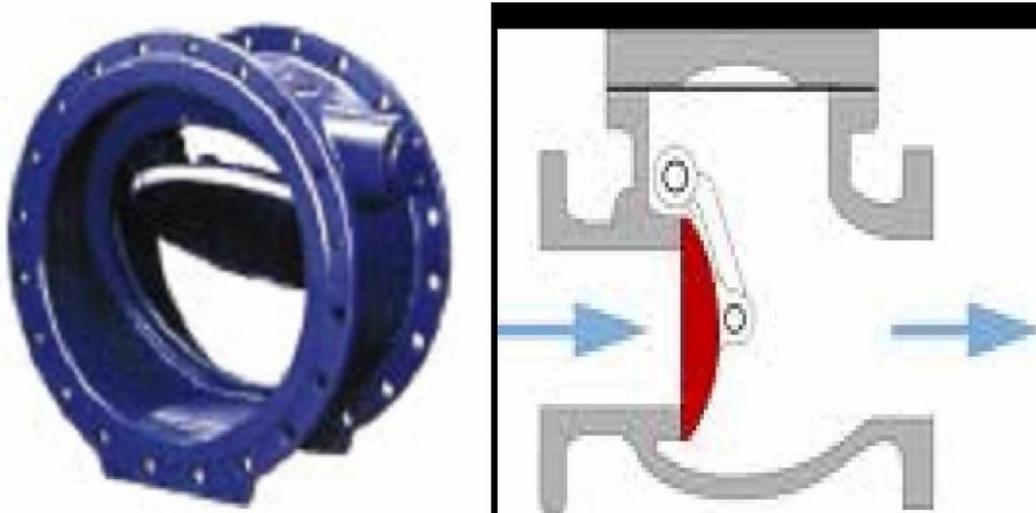


Figure VI.4 : Clapet anti retour

VI.3. 5-Organes de raccordement

Les organes de raccordement sont nécessaires pour :

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

1) Coudes

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.



Figure VI.5 : un coude

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.

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.



Figure VI.6 : un Tés

4) Joints

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...).

VI.3.6-By-pass

Le by-pass est utilisé pour les rôles suivants:

- 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

VI.3. 7-Crépines

La crépine évite l'entrée accidentelle de corps solides dans La pompe, elle est constituée par un cylindre perforé qui Refuse le passage à des objets. Il est à noter qu'une crépine Doit toujours être entièrement immergée pour éviter les rentrées D'air (une marge suffisante doit être prévue pour le vortex) Et éloignée d'environ 0,5 m du fond du puisard.



Figure VI.7 : une crépine

VI.3. 8-Organes de mesure

VI.3.8.1-Mesure de débit

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 avec 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.

a)Le diaphragme

Le diaphragme est consiste 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.

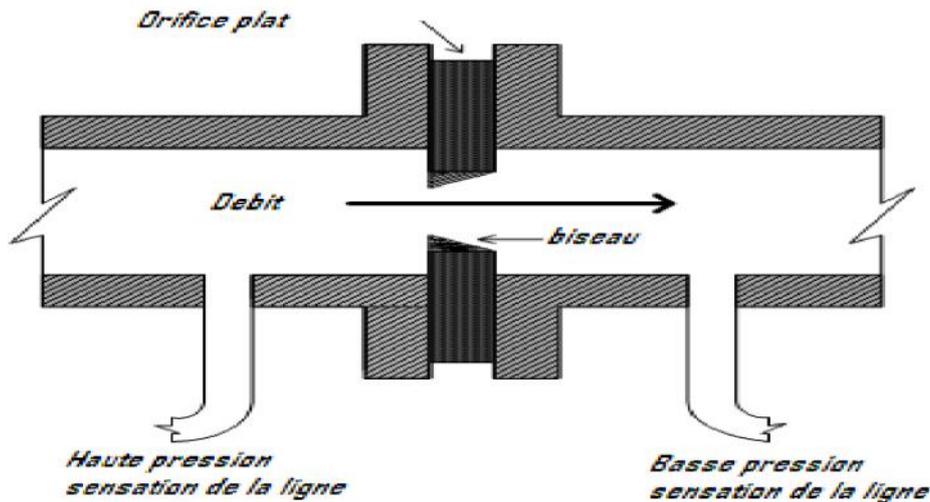


Figure VI.8 : Diaphragme

b) Les venturis

S'il est essentiel de maintenir la pression du liquide, on peut utiliser un « tube de Venturi » (un venturi) (figure VII .9). 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.

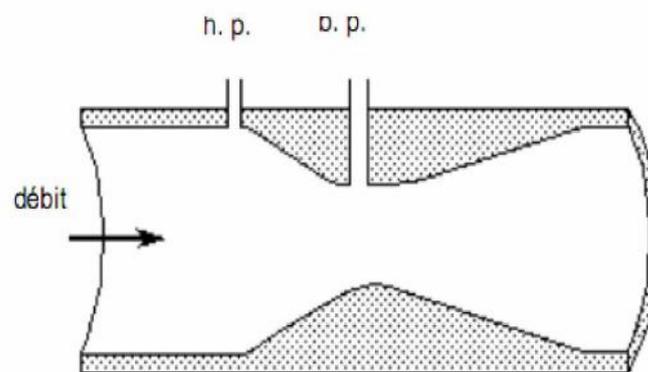


Figure VII.9: Venturi

c) 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.

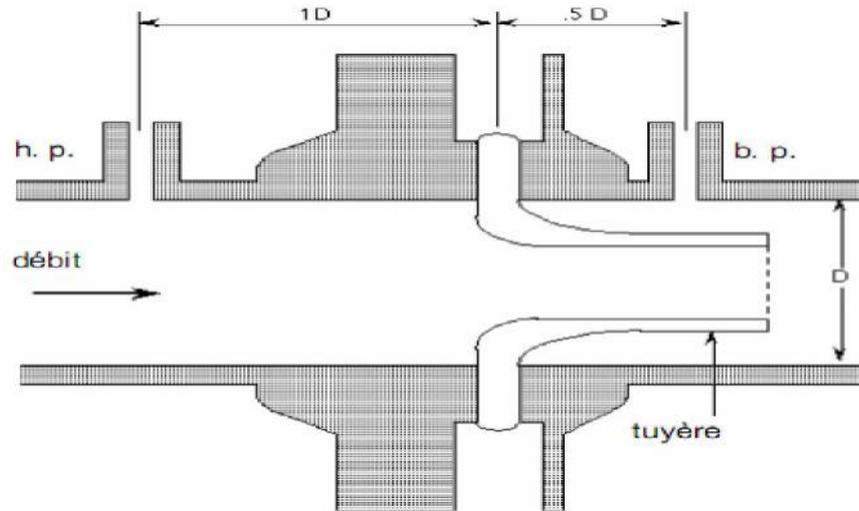


Figure VII.10 : Tuyère

VI.3.8.2-Mesure de pression

Les appareils les plus utilisés sont :

a) 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.

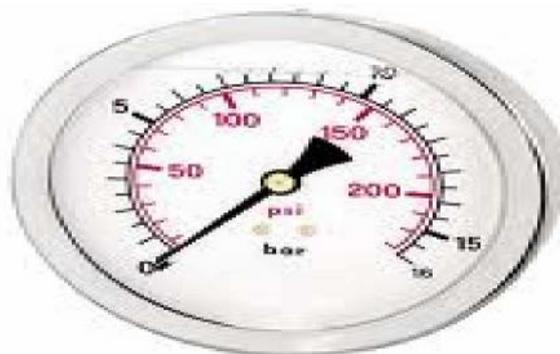


Figure VI.11 : Manomètre à aiguilles

b) Manomètres à soufflet

Ces manomètres sont dotés d'un cylindre, dont le fût est constitué d'un matériau souple, plié en accordéon (voir figure VII.8). 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.

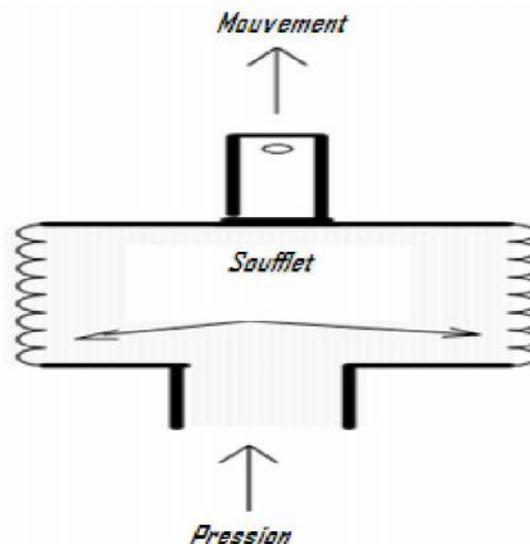


Figure VI.12: Manomètre à soufflet

VI.4- Profils en long et conditions de pose des conduites

Les profils en long des conduites principales sont présentés sur les planches.

Pour permettre aux bulles d'air provenant du dégazage de l'eau de se rassembler aux points hauts, où elles seront évacuées par les ouvrages qui y sont prévus, les pentes minimales suivantes sont appliquées et devront être respectées lors de la pose de la conduite :

- ✓ 2 ‰ pour les tronçons montants ;
- ✓ 4 ‰ pour les tronçons descendants.

La conduite sera enterrée sur la totalité du tracé.

La largeur de fond de la tranchée doit être au moins égale au diamètre extérieur de la canalisation augmentée de sur largeurs de 30 cm de part et d'autre de la canalisation pour les diamètres nominaux inférieurs ou égaux à 600 mm (ces sur largeurs sont portées à 40 cm pour les tubes de diamètre nominal supérieur à 600 mm).

En cas de venue d'eau, la tranchée devra être maintenue à sec pendant toute l'opération de pose de la canalisation en utilisant une technique appropriée d'épuisement des eaux.

Les canalisations seront placées en fond de fouille et reposeront sur un lit de pose constitué de sable propre dont l'épaisseur sera 10 cm au minimum.

L'exécution du remblaiement de la tranchée devra comporter les deux phases suivantes :

- ✓ l'enrobage.
- ✓ le remblayage supérieur.

L'enrobage est constitué du lit de pose, de l'assise (remblai jusqu' au niveau des reins) et du remblai de protection (jusqu' à une hauteur dépassant la génératrice supérieure de 15 cm).

Les matériaux de l'assise et du remblai de protection proviendront en générale des déblais des fouilles débarrassés de tous les matériaux susceptibles d'endommager la canalisation par effet de choc ou de tassement tels que les blocs rocheux. Les matériaux néfastes tels que les débris végétaux, les produits gypseux, etc. seront proscrits.

Les matériaux doivent être mis en place par couches successives de 7,5 cm et compactés jusqu' à une hauteur dépassant la génératrice supérieure du tube de 15 cm.

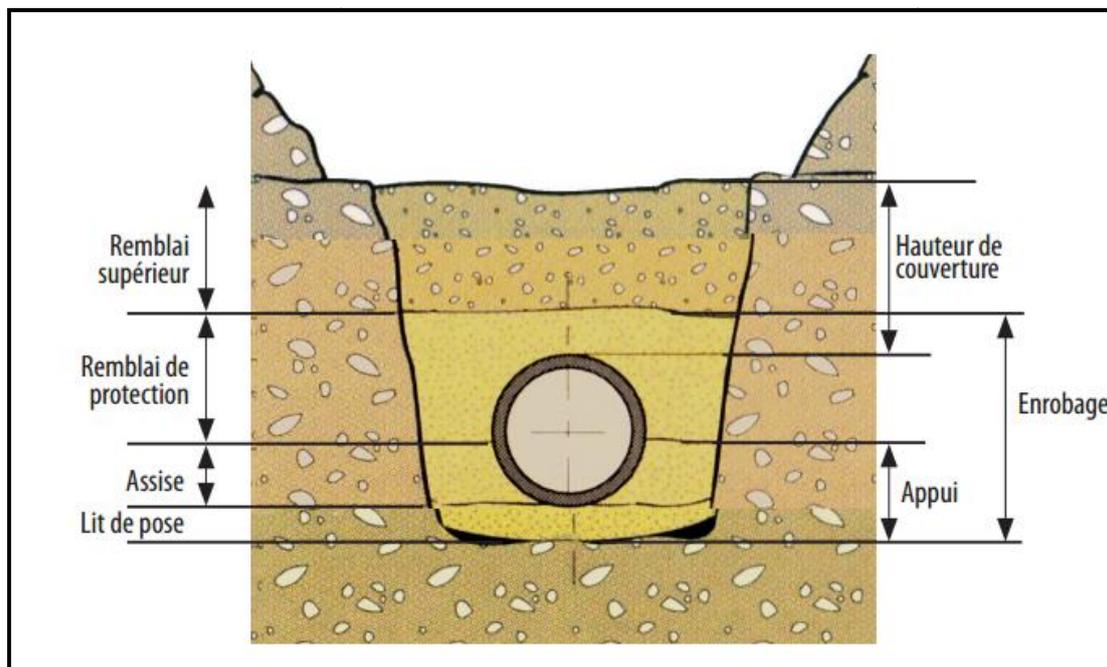


Figure VI.13: schéma des différentes couches de remblai

Le remblai supérieur sera constitué des matériaux provenant des déblais de fouilles débarrassés des éléments impropres tels que les débris végétaux et les blocs rocheux.

Les matériaux du remblai supérieur doivent être mis en place par couches compactées de 25 cm d'épaisseur jusqu'au sommet de la tranchée. L'utilisation des engins de compactage lourd n'est autorisée que lorsque la hauteur du remblai au-dessus de la génératrice supérieure du tube dépassera 30 cm.

Le remblai supérieur sera mis en place avant ou après les épreuves de pression en fonction du lieu et des impératifs de sécurité.

Les assemblages devront rester dégagés pour permettre leur inspection durant l'exécution des épreuves de pression.

VI.5- Conclusion

La pose des canalisations dépend de la nature du terrain, Les accessoires à utiliser seront :

- ✓ Les réservoirs anti-bélier à la sortie de chaque station de pompage.
- ✓ Les ventouses sur les points hauts pour faire évacuer et laisser pénétrer l'air dans les conduites;
- ✓ Les vannes de décharge pour vidanger, nettoyer et réparer les conduites;
- ✓ Les robinets vannes pour isoler le tronçon à entretenir;
- ✓ Les vannes papillons à la sortie des réservoirs pour interrompre l'écoulement dans le cas où les conduites éclatent.
- ✓ Les clapets anti-retour ;
- ✓ Les manchons pour le montage et le démontage des différents accessoires.

Afin d'assurer un bon fonctionnement de l'adduction, les accessoires doivent être installés soigneusement, pour cela les raccordements seront effectués par des personnes qualifiées et compétentes.

CHAPITRE VII :

Organisation de chantier

Chapitre -VII-**ORGANISATION DE CHANTIER****VII.1-introduction**

L'importance économique de l'ensemble des ouvrages hydrauliques sera pour une part, fonction d'une organisation qui consiste à la détermination, la coordination et à la mise en œuvre des moyens nécessaires pour la réalisation et l'exécution des travaux dans les meilleures conditions et dans les plus brefs délais.

Les étapes des différents travaux sur des chantiers de réalisation des adductions pour l'A.E.P sont :

- ❖ Implantation des tracés des tranchées sur le terrain ;
- ❖ Nivellement de la plate-forme de pose ;
- ❖ Excavation des tranchées ;
- ❖ Pose des conduites ;
- ❖ Epreuve de joint et de canalisation ;
- ❖ Remblaiement des tranchées.

VII.2 - les différents travaux concernant l'adduction

Les différents travaux qu'on doit le faire pour réaliser un projet d'adduction sont :

VII.2.1 - Implantation du tracé des tranchées sur le terrain

On matérialise l'axe de la tranchée sur le terrain avec des jalons placés en distances par des repères fixés où des bornes. La direction des axes et leurs extrémités sont ainsi bien déterminée.

VII.2.2 - Nivellement de la plate-forme de pose

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

VII.2.3- Exécution des tranchées

C'est une opération de terrassement (déblais) qui consiste à faire des excavations. Ces excavations seront faites par une pelle hydraulique et les déblais seront posés à coté de la tranchée, l'autre coté étant réservé au bardage des conduites.

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

Pour la réalisation de cette opération, on opte pour une pelle mécanique figure VII.1



Figure VII.1 : une pelle mécanique

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

- ✓ La profondeur de la tranchée (Htr) ;
- ✓ La largeur de la tranchée (b) ;

VII.2.4- Pose du lit de sable

Cette opération consiste à poser un lit de sable au fond de la tranchée, ce lit aura une épaisseur de 10cm dans notre cas.

VII.2.5- Pose des conduites

Avant la descente des conduites dans la fouille, on procède à un triage des conduites de façon à écarter celles qui ont subies des chocs ; et on les descend lentement à l'aide d'un engin de levage, dans le fond de la fouille. Au cours de pose, on vérifie régulièrement l'alignement des tuyaux pour n'avoir pas des difficultés au raccordement des conduites.



Figure VII.2 : la pose de lit de sable et les conduites

VII.2.6- Epreuve de joint et de la canalisation

Pour plus de sécurité, l'essai de pression des conduites et des joints se fait avant le remblaiement, on l'effectue à l'aide d'une pompe d'essai qui consiste au remplissage en eau de la conduite sous une pression de 1,5 fois la pression de service à laquelle sera soumise la conduite lors du fonctionnement. Cette épreuve doit durer 30 minutes environ où la variation ne doit pas excéder 0.2 bar.

VII.2.7- Remblayage des tranchées

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

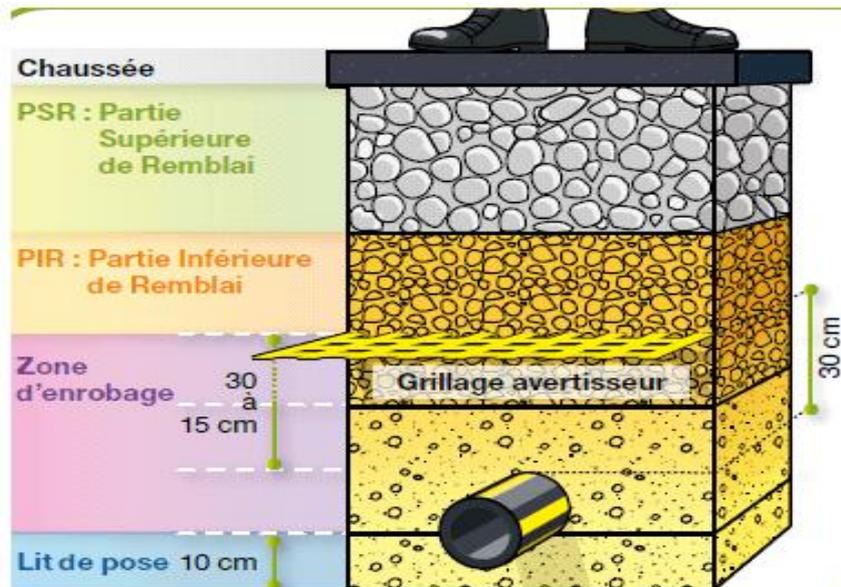


Figure VII.3 : les phases de remblais

VII.2.8- Nivellement et compactage

Une fois le remblai fait, on procède au nivellement qui consiste à étaler les terres qui sont en monticule, ensuite au compactage pour augmenter la densité des terres et éviter le tassement par la suite, Pour cette opération on utilise un compacteur à rouleau lisse et pour le nivellement on opte un bulldozer ou un angledozer.



Figure VII.4: Rouleau lisse



Figure VII.5: un angledozer

VII.3-Travaux concernant la bête de reprise BE10

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.4.Calcul des volumes des travaux de l'adduction

VII.4.1-Déblais d'excavation

Le volume des déblais est calculé en fonction des surfaces des coupes en travers
Sachant que :

$$S_{exc} = b * h$$

S_{exc} : surface des déblais de chaque coupe;

b : largeur de la tranchée;

h : profondeur de la tranchée ;

$$V_{exc} = S * L_{exc}$$

V_{exc} : volume des déblais entre deux coupes consécutives;

L : distance entre deux coupes consécutives.

VII.4.1.1-la profondeur de la tranchée

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

Elle est donnée par la relation suivante :

$$H_{tr} = D + h + h_1$$

H_{tr} : profondeur de la tranchée (m).

D : diamètre de la conduite (m).

h : hauteur de la génératrice supérieure de la conduite à la surface du sol $h = 1$ m

h_1 : épaisseur du lit de pose $h_1 = 0,10$ m.

VII.4.1.2-Largueur de la tranchée

La largeur de la tranchée sera calculée en fonction du diamètre de la conduite toute on laisse 30 cm d'espace de chaque côté de la conduite.

$$b = D + 0,6 \text{ m.}$$

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

- Les résultats de calcul du volume du déblai de l'adduction figurent dans le tableau ci-dessous :

Tableau VII.1: calcul du volume du déblai de l'adduction

D (mm)	L (m)	b (m)	H _{tr} (m)	S _D (m ²)	V _D (m ³)
160	1372	0.76	1.26	0.958	1314.376
200	3717	0.8	1.3	1.04	3865.68
250	2554	0.85	1.35	1.148	2931.992
315	13742	0.915	1.415	1.295	17795.89
volume Total					25907.938

VII.4.2- Lit de sable

Le long de l'adduction, la conduite doit être posée sur un lit de sable de 10 cm d'épaisseur

$$V_s = b * e * L$$

V_s : volume du lit de sable (m³)

b : largeur de la tranchée (m)

e : épaisseur du lit de sable, e = 10 cm ;

L : longueur de la tranchée (m).

- Les résultats de calcul du volume du lit de sable figurent dans le tableau ci-dessous :

Tableau VII.2: calcul du volume du lit de sable

D (mm)	L (m)	b (m)	e(m)	V (m ³)
160	1372	0.76	0,10	104.272
200	3717	0.8	0,10	297.36
250	2554	0.85	0,10	217.09
315	13742	0.915	0,10	1257.393
Volume Total				1876.115

VII.4.3-Remblais compacté

Le volume des remblais sera le volume des déblais réduit du volume occupé par la conduite et du volume du lit de sable :

$$V_r = V_{exc} - V_s - V_c$$

V_r : volume du remblai

V_{exc} : volume du déblai (volume excavé)

V_{cond} : volume occupé par la conduite.

V_s : volume du lit de sable.

VIII.4.3.1-Volume de la conduite

Après l'exécution des déblais de la tranchée et la mise en place du lit de sable, il y a la pose des conduites dont la connaissance de la section est importante pour la détermination du volume des remblais.

$$S_c = \frac{f * D^2}{4}$$

S_c : section de la conduite (m²) ;
 D : diamètre de la conduite (m).

$$V_c = S_c * L$$

V_c : volume de la conduite (m³) ;

Tableau VII.3: calcul du volume des conduites

D (mm)	L (m)	S (m ²)	V (m ³)
160	1372	0,020	27,572
200	3717	0,031	116,714
250	2554	0,049	125,306
315	13742	0,078	1070,387
Volume Total			1339,978

Le volume des remblais sera le volume des déblais réduit du volume occupé par la conduite et du volume du lit de sable :

$$V_r = V_{exc} - V_s - V_c$$

$$A.N : V_r = 25907.938 - 1876.115 - 1339,978 = 22691.845 \text{ m}^3$$

Donc le volume du remblai compacté sera : $\Rightarrow V_r = 22691.845 \text{ m}^3$

Tableau VII.4: Volumes des travaux de l'adduction

N°	Désignation	Unité	Quantité
1	Déblais	m ³	25907.938
2	Lit de sable	m ³	1876.115
3	Les conduites	ml	21385
4	Remblais	m ³	22691.845

VII.5- Détermination de la capacité du godé :

A travers du volume du déblai calculé, nous déterminons la capacité du godet pour notre pelle.

Tableau VII.5 : Capacité du godet en fonction du volume de terrassement

volume du terrassement par une pelle (m3)	10000	10000	>20000	>100000
capacité du godet (m3)	0.25-0.35	0.5-0.65	1-1.25	1.5

Comme le volume total est = 25907.938 m³ supérieur à 20000 m³, on opte pour une pelle avec une capacité du gobet égale à 1.25 m3.

VII.5.1- Rendement d'exploitation de la pelle choisie :

Le rendement de la pelle est donné par la relation :

$$R_p = \frac{3600 \times q \times K_R \times K_t}{T_c \times K_f} \quad (m^3/h)$$

Avec :

q : capacité du gobet 1.25 m3.

Kr : coefficient de remplissage du gobet Kr = 0,8 - 0,9 on prend Kr = 0,8

Kt : coefficient d'utilisation du temps dépend de la nature du sol et de l'habilité du Conducteur: varie entre (0,7- 0,9) ,on prend Kt = 0,8

Kf : coefficient de foisonnement du sol Kf = 1,2.

Tc : la duré d'un cycle de remplissage du gobet Tc= (15-30) s, on prend Tc = 20 s.

$$\text{AN : } R_p = \frac{3600 \times 1.25 \times 0,8 \times 0,8}{20 \times 1,2} = 120 m^3 / h$$

Si on prend une durée de travail de 8 heures par jour : R p=960 m3/j.

VII.5.2- La duré d'excavation

Connaissant le volume de terre à excaver et le rendement de l'engin le temps d'exploitation sera :

$$T = \frac{V}{R_p} = \text{jours}$$

V : volume du sol excavé (m3) .

RP : capacité du godet en jour (m3/jour)

$$\text{AN : } T = \frac{25907.938}{960} = 27 \text{ jours}$$

VII.6- Planification des travaux de l'adduction :

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

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

- ✓ Dans un ordre correct (bonne succession des opérations du réseau) ;
- ✓ Sans retard ;
- ✓ Aussi économique que possible.

Les travaux suivant seront ordonnés selon la méthode du réseau (CPM).

La méthode du réseau à chemin critique ou méthode PERT (program evaluation review technic) est une méthode où les nœuds et les flèches représentent des tâches et ils sont parcourus par un flux qui est le temps, le sommet (nœuds ou flèches) représente une étape ou un événement. Cette méthode a été élaborée en 1958 par les Américains.

VII.6.1-Définitions des tâches et leurs durées

Les tâches de réalisation de l'adduction et leurs durées sont mentionnées dans le tableau ci-dessous :

Tableau VII.6: Temps de réalisation des opérations de l'adduction

Notation	Opération	Durée (jour)
A	implantation du tracé des tranchées sur le terrain	15
B	nivellement de la plate-forme de pose	21
C	exécution des tranchées et des fouilles pour les vannes	27
D	pose du lit de sable	10
E	pose des conduites	15
F	épreuve de joint et assemblage des tuyaux	22
G	Faire les essais d'étanchéité pour les conduites et joints	08
H	Remblai des tranchées	17
I	nivellement et compactage et travaux de finition	16

Donc le réseau à nœud de ces tâches est représenté comme suit :

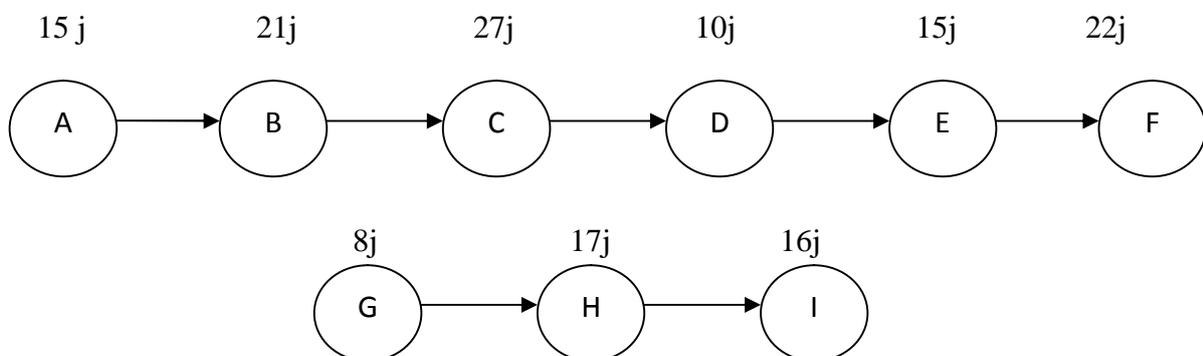


Figure VII.6 : Réseaux à nœuds

Remarque

Le temps de réalisation de l'adduction du projet est de 151 jours, soit environ 5 mois.

VII.7- Devis estimatif d'établissement de la conduite de transfert :

Tableau N°VII.7 : Devis estimatif de l'établissement de la conduite de transfert

Désignation	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
1- terrassement				
Décapage	m3	4200	400	1680000
Déblais	m3	25907,938	700	18135556,6
Pose de lit du sable	m3	1876,115	2000	3752230
Remblaiement des tranchées avec nivellement et compactage	m3	22691,845	600	13615107
2- fourniture et pose de canalisations en PEHD				
F/P conduite ø 160	ml	1372	2 109,40	2894096,8
F/P conduite ø 200	ml	3717	3 364,46	12505697,8
F/P conduite ø 250	ml	2554	5 233,61	13366639,9
F/P conduite ø 315	ml	13742	8 215,49	112897264

Total HT	178846592.1
TVA 17%	30403920.66
Total TTC	209250512.8

VII.8- Conclusion

On a conclu à partir de ce travail que l'organisation de chantier est nécessaire avant le commencement de nos travaux car elle nous définit :

- les volumes des travaux nécessaires pour élaborer le chantier.
- La durée du projet qui est de 151 jours.
- Les engins à utiliser qui sont principalement l'angledozer, pelle, rouleau lisse.

Afin de réaliser ce projet dans les plus brefs délais possibles, on doit prévoir un planning permettant la réalisation des deux parties du projet en même temps, c'est-à-dire lancer les travaux de la pose des conduites et en même temps, lancer les travaux de la réalisation de la station de pompage, puis faire les raccordements.

Conclusion générale

CONCLUSION GENERALE

Ce projet proposé par la DRE de la wilaya d'Oum el bouaghi, pour lequel nous nous sommes appliqués à définir et analyser le dimensionnement de tout un réseau d'adduction, qui nous a permis de dégager les résultats suivants :

L'approvisionnement en eau potable est fait pour l'horizon 2040, dont la population de toute la zone d'étude atteindra 81106 habitants.

L'importance des besoins en eau estimés pour les localités concernées par l'étude, par rapport aux sources existantes, a donné la nécessité de prévoir un transfert de 14601.6 m³/j des eaux provenant des forages du champ de captage de Henchir.

Afin que notre investissement soit tangible nous avons tenu compte des considérations d'ordre technique et économique.

En fin nous souhaitons avoir fait un travail qui peut servir d'avant projet à une étude détaillée afin de garantir une alimentation en eau potable sans aucune interruption, et qu'il soit un guide bibliographique pour les promotions à venir.

Bibliographie

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

[1] **A.Dupont**: Hydraulique urbaine, ouvrages de transport, élévation et distribution des eaux Tome II, édition Eyrolles, Paris 1977 ;

[2] **B.SALAH** « Polycopie d'Alimentation en Eau Potable», troisième année

[3] : Cours pompe et station de pompage 2^{ème}, 3^{ème} année.

[4] **M. CARLIER** « Hydraulique générale et appliquée », édition Eyrolles, Paris 1972, p.289.

[5] **LAVOISIER.L** ; Mémento du gestionnaire d'AEP et L'assainissement Edition Loynnaise 1994.

[6] Mémoires de fin d'étude, ENSH,

ETUDE DE L'ADDITION EN EAU POTABLE DU CHAMP DE CAPTAGE DE
ZOUIA VERS LE GROUPEMENT URBAIN DE
TLEMCEM (Mr : BELABBACI RABIE)

ETUDE D'ADDITION DES CENTRES DE GUETTATECHE ET MAAMRIA A
PARTIR DES FORAGES D'OUED ARBIA (COMMUNE DE
MEZRENNIA). WILAYA DE MEDEA (M^{elle} BAHA Anfel)

Logiciel

CAPRARI

SITE WEB

www.numériques.net/mécanique_des_fluide/colebrook

Annexes

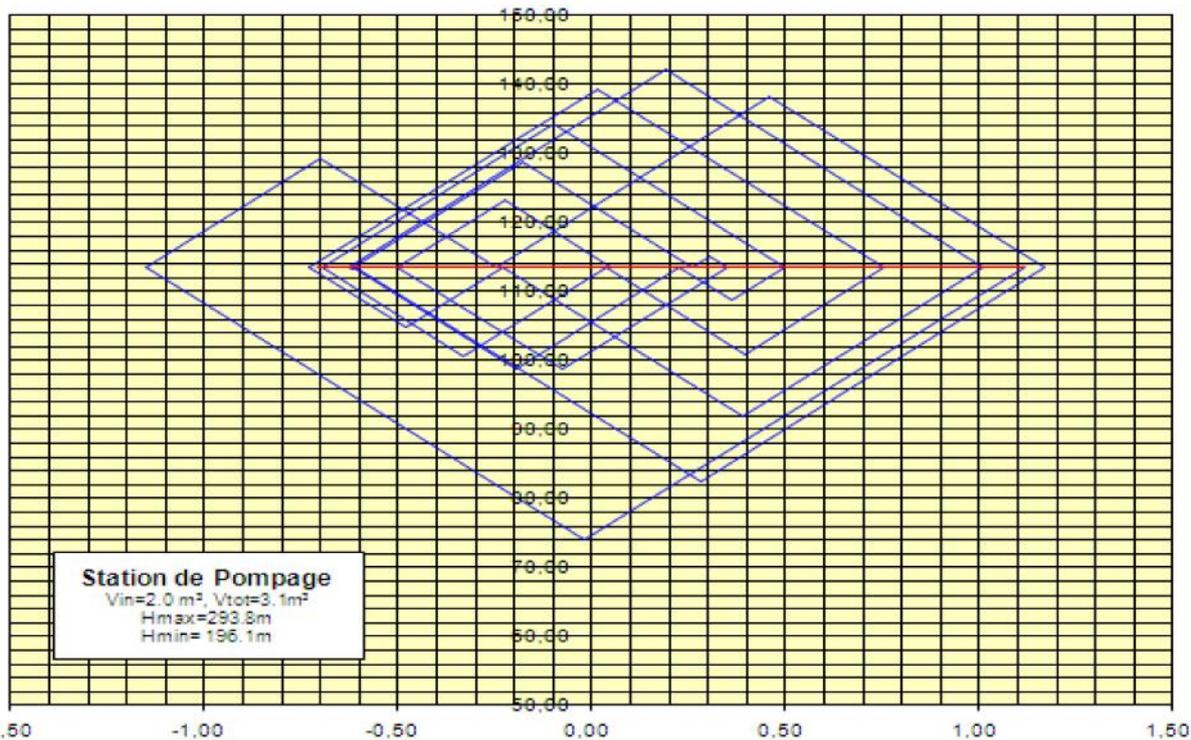
ANNEXE 1

Simulation du coup de bélier tronçon B600- R1000 EL Faroukhe

Générale		Conduite		Tuyeres		Tubulure		RESULTATS	
D=	0,315 m	Δh=	46,149 m	D _{tubulure} =	0,168 m	D _{sort.1} =	0,079 m	H _{MAX}	132,1 [m]
S=	0,0779 m	$\xi = \Delta h/V^2 \cdot 2g$	1,89	D _{entr.2} =	0,061 m	sort.Borde=	0,086 m	H _{MIN}	69,9 [m]
Q=	0,087 m ³ /s	k _{retr} =	16,00	m ₁ =	0,25			V _{MAX}	4,3 [m ³]
V=	1,116 m/s	k _{entr} =	27,08	m ₂ =	0,15				
a=	342,8 m/s	K _{retr} =	1385,7	c ₁ =	0,57				
L=	5870 m	K _{entr} =	4655,3	c ₂ =	0,73				
H ₀ =	103,50 m	alg=	35	k _{swing} =	1,2				
θ=2L/a	34,245								
aVlg=	39,0								
U=	2,00 m ³								
n=	1,4								

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15		
Intervalle de temps (n)	Variation du volume d'air (ΔU)	Volume d'air (U)	Pression dans le réservoir d'air (Z)	Vitesse dans la tubulure V ₁ (V ₁)	Perte de charge tuyere Δh ₁ (Δh2)	Pression dans la conduite avec pertes de charge (Z-Δh)	Perte de charge au refoulement (Δ)	Pression dans la conduite sans pertes de charge (V ₁)	Vitesse lue sur le graphique (V ₁)	Designation du point	Vitesse moyenne (V _m)	Vitesse finale choisie (V _f)	Vitesse ultérieure (V _f)	Equation (a AVlg)	V [m/s]	H [m]
0	0,00	2,00	153,65	0,00	0,00	153,65	0,12	159,53	1,12	1R	0,00	1,12	1,12	113,92	1,12	113,50
34,25	1,47	3,47	73,89	-0,45	0,01	73,90	0,00	73,90	-0,02	2R	0,55	-0,02	-1,15	113,50	-0,02	73,90
68,49	-0,95	2,51	115,94	-18,91	13,30	129,24	0,05	129,29	-0,70	4R	-0,36	-0,70	-0,25	113,45	-1,15	113,50
102,74	-0,32	2,20	139,66	7,39	1,59	138,27	0,02	138,25	0,46	6R	-0,12	0,46	1,17	113,52	-0,70	129,29
136,98	0,99	3,19	83,04	4,50	0,59	82,45	0,01	82,44	0,28	8R	0,37	0,28	-0,61	113,45	-0,25	113,50
171,23	-0,45	2,74	102,68	-16,73	10,42	113,10	0,04	113,13	-0,62	10R	-0,17	-0,62	-0,63	113,45	0,46	138,25
#####	-0,57	2,17	142,37	3,04	0,27	142,10	0,00	142,10	0,19	12R	-0,21	0,19	1,01	113,50	1,17	113,50
#####	0,77	2,94	92,97	6,22	1,12	91,85	0,01	91,84	0,39	14R	0,29	0,39	-0,23	113,45	0,28	82,44
#####	-0,12	2,82	96,57	-12,97	6,26	104,83	0,02	104,85	-0,48	16R	-0,05	-0,48	-0,73	113,45	-0,61	113,50
308,21	-0,62	2,20	139,40	0,24	0,00	139,40	0,00	139,40	0,01	18R	-0,23	0,01	0,76	113,50	-0,62	113,13
#####	0,55	2,75	102,11	6,34	1,17	100,94	0,02	100,92	0,40	20R	0,21	0,40	0,04	113,52	-0,63	113,50
#####	0,09	2,84	97,70	-8,95	2,98	100,68	0,01	100,69	-0,33	22R	0,03	-0,33	-0,70	113,45	0,19	142,10
410,94	-0,57	2,27	134,07	-2,72	0,28	134,35	0,00	134,35	-0,10	24R	-0,22	-0,10	0,50	113,50	1,01	113,50
445,19	0,35	2,61	109,77	5,78	0,97	108,80	0,01	108,78	0,36	26R	0,13	0,36	0,23	113,51	0,39	91,84
#####	0,22	2,84	97,82	-5,23	1,02	98,84	0,00	98,85	-0,19	28R	0,08	-0,19	-0,61	113,50	-0,23	113,50

Calcul d'un réservoir d'air



ANNEXE 2

Les caractéristiques techniques de la pompe de forage E03



Modena - Italy

COMPANY
WITH QUALITY SYSTEM
CERTIFIED BY DNV
ISO 9001

SELECTION INDICATIVE; contacter nos service commerciaux pour un projet complet.

P8C/5/30/9D	
Caractéristiques requises	
Débit	25 l/s
Hauteur de refoulement	130 m
Fluide	Eau potable
Température	290 K
Type d'installation	Pompe seule
N. de pompes	1

Caractéristiques de la pompe	
Débit	27 l/s
Hauteur de refoulement	140 m
Puissance absorbée	48,9 kW
Rendement	79,8%
Hauteur manométrique H(Q=0)	185 m
Orif. de refoulement	125 mm

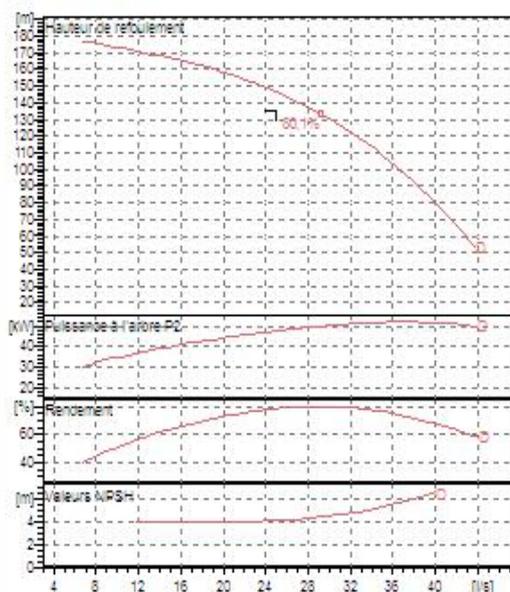
Caractéristiques moteur	
Fréquence	50 Hz
Tension nominale	400 V
Vitesse nominale	2900 1/min
Nombre de pôles	2
Puissance nominale P2	90 kW
Courant nominal	- A
Type de moteur	3~
Classe d'isolation	F
Degré de protection	IP55

Limites opérationnelles	
Démarrages / h max.	20
Température maxi. du liquide pompé	313 K
Teneur maximum en matières solides	40 g/m ³
Densité max.	999 kg/m ³

Caractéristiques générales	
Poids	Sur dem. kg

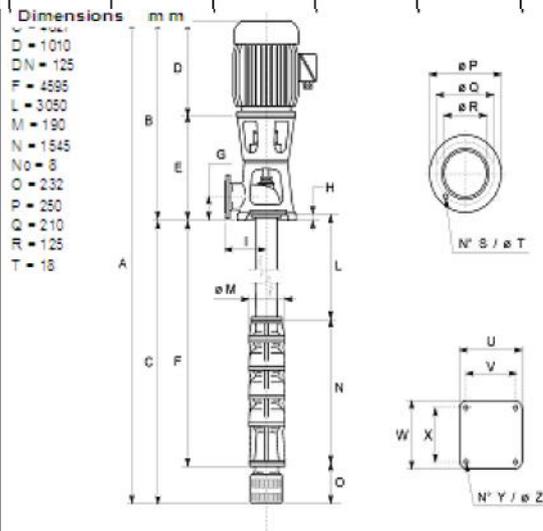
Matériaux

CONSTRUCTION POMPE	
Corps de pompe	Fonte
Corps d'aspiration	Fonte
Corps d'étage	Fonte
Roue	Fonte
Bague d'usure	Fonte
Arbre pompe	Acier
Peller	Caoutchouc
LIGNE D'ARBRE	
Tube colonne	Acier
Arbre	Acier
Douille arbre	Acier chromé
Manchons	Acier inox
Roulements	Caoutchouc
GROUPE COMANDE	
Bas	Fonte ou Acier
Lanterne de liaison	Fonte ou Acier
Crépine	Acier galvanisé



Caractéristiques de fonctionnement UNI/ISO 2848/C

Q [l/s]	H [m]	P [kW]	Rend. [%]	NPSH [m]
0	185	30	40	3
25	140	48.9	79.8	4
48	60	48.9	60	6



Notes:

Date 19.08.2015	Page 1	Offre n°	Pos. N°
--------------------	-----------	----------	---------

ANNEXE 3

Les caractéristiques techniques de la pompe de forage C9

caprari

Modena - Italy

COMPANY
WITH QUALITY SYSTEM
CERTIFIED BY DNV
ISO 9001

E9S55/5A + MC860

Caractéristiques requises	
Débit	30 l/s
Hauteur de refoulement	101 m
Fluide	Eau potable
Température	290 K
Type d'installation	Pompe seule
N. de pompes	1

Caractéristiques de la pompe	
Débit	30,9 l/s
Hauteur de refoulement	101 m
Puissance absorbée	39,2 kW
Rendement	79%
Hauteur manométrique H(Q=0)	135 m
Orif. de refoulement	125 mm

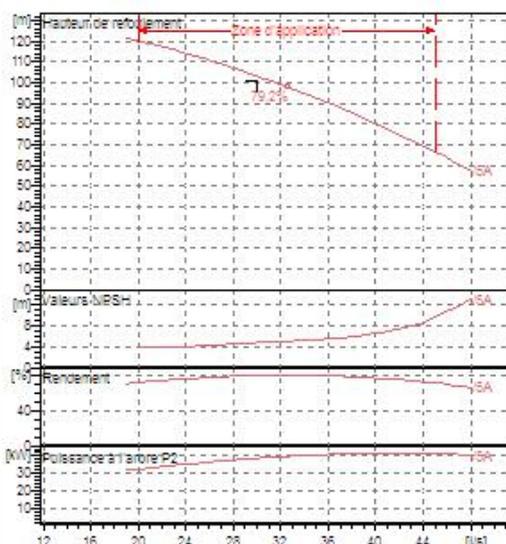
Caractéristiques moteur	
Fréquence	50 Hz
Tension nominale	400 V
Vitesse nominale	2900 1/min
Nombre de pôles	2
Puissance nominale P2	45 kW
Courant nominal	88,5 A
Type de moteur	3~
Classe d'isolation	Y
Degré de protection	IP68

Limites opérationnelles	
Démarrages / h max.	8
Température maxi. du liquide pompé	
Teneur maximum en matières solides	40 g/m ³
Densité max.	999 kg/m ³
Viscosité maxi.	1 mm ² /s

Caractéristiques générales	
Poids	281 kg

Matériaux

CONSTRUCTION POMPE	
Corps du clapet	Fonte
Clapet	Fonte/Acier inox
Corps d'aspiration	Fonte
Corps d'étage	Fonte
Arbre	Acier inox
Roue	Fonte
Bague d'usure	Caoutchouc
Crépine	Acier inox
Gouttière protection câbles	Acier inox
Accouplement	Acier inox
CONSTRUCTION MOTEUR	
Support supérieur	Fonte
Support inférieur	Fonte
Chemise stator	Acier inox
Arbre	Acier inox
Anneau d'étanchéité	Acier-caoutchouc
Para-sable	Caoutchouc
Bobinage	Cuivre isolé
Butée	Type Michell

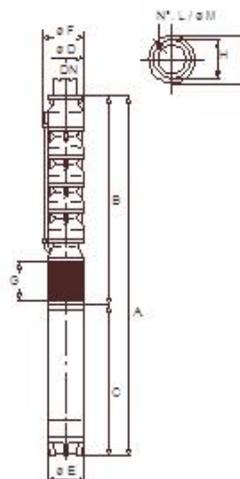


Caractéristiques de fonctionnement UN/ISO 2548/C

Q [l/s]	H [m]	P [kW]	Rend. [%]	NPSH [m]

Dimensions m m

A = 2395
B = 1248
C = 1147
D = 188
DN = 125
E = 191
F = 205
G = 160
H = 167
I = 190
L = 6
M = 13,5



Notes:

Date 19.08.2015	Page 1	Offre n°	Pos. N°
--------------------	-----------	----------	---------

ANNEXE 4

Les caractéristiques techniques de la pompe de forage F10



Modena - Italy

COMPANY
WITH QUALITY SYSTEM
CERTIFIED BY DNV
ISO 9001

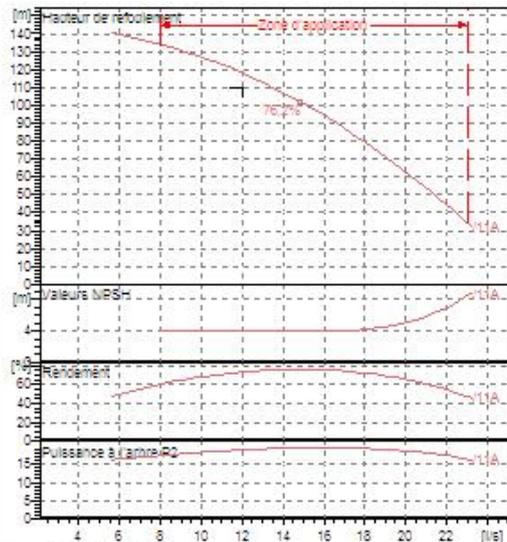
E6S64/11A + MCH630

Caractéristiques requises	
Débit	12 l/s
Hauteur de refoulement	110 m
Fluide	Eau potable
Température	290 K
Type d'installation	Pompe seule
N. de pompes	1

Caractéristiques de la pompe	
Débit	13,1 l/s
Hauteur de refoulement	112 m
Puissance absorbée	19,2 kW
Rendement	75,1%
Hauteur manométrique H(Q=0)	153 m
Orif. de refoulement	80 mm

Caractéristiques moteur	
Fréquence	50 Hz
Tension nominale	400 V
Vitesse nominale	2900 1/min
Nombre de pôles	2
Puissance nominale P2	22 kW
Courant nominal	47 A
Type de moteur	3~
Classe d'isolation	Y
Degré de protection	IP68

Limites opérationnelles	
Démarrages / h max.	13
Température maxi. du liquide pompé	
Teneur maximum en matières solides	40 g/m ³
Densité max.	998 kg/m ³
Viscosité maxi.	1 mm ² /s



Caractéristiques de fonctionnement UN/ISO 2548/C

Q [l/s]	H [m]	P [kW]	Rend. [%]	NPSH [m]
0	153			3.5
12	100	19.2	75.1	4.0
24	30			4.5

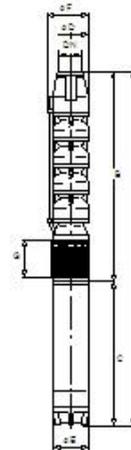
Caractéristiques générales	
Poids	184 kg

Matériaux	
CONSTRUCTION POMPE	
Corps du clapet	Fonte
Clapet	Fonte/Acier inox
Corps d'aspiration	Fonte
Corps d'étage	Fonte
Arbre	Acier inox
Roue	Fonte
Bague d'usure	Caoutchouc
Crépine	Acier inox
Gouttière protection câbles	Acier inox
Accouplement	Acier inox
CONSTRUCTION MOTEUR	
Support supérieur	Fonte
Support inférieur (8")	Fonte
Support inférieur (4")	Aluminium
Chemise stator	Acier inox
Butée (8")	Type Michell
Butée (4")	Acier
Para-sable	Caoutchouc

Dimensions m m

Dimensions m m

- A = 2790
- B = 1647
- C = 1143
- D = 143
- DN = G3"
- E = 143
- F = 150
- G = 124



Notes

Date 19.08.2015	Page 1	Offre n°	Pos. N°
--------------------	-----------	----------	---------

ANNEXE 5

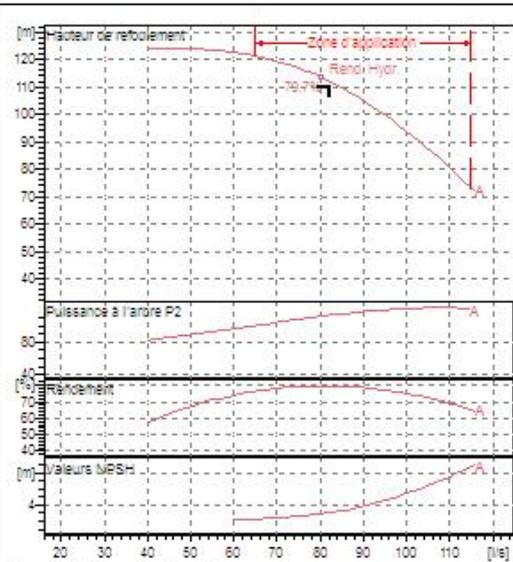
Les caractéristiques techniques des pompes de la bache E10



Modena - Italy

COMPANY
WITH QUALITY SYSTEM
CERTIFIED BY DNV
ISO 9001

PM 150/4 A	
Caractéristiques requises	
Débit	82 l/s
Hauteur de refoulement	110 m
Fluide	Eau potable
Température	290 K
Type d'installation	Pompe seule
N. de pompes	2
Caractéristiques de la pompe	
Débit	82,8 l/s
Hauteur de refoulement	112 m
Puissance absorbée	114 kW
Rendement	79,7%
Hauteur manométrique H(Q=0)	146 m
Orif. de refoulement	150 mm
Caractéristiques moteur	
Fréquence	50 Hz
Tension nominale	400 V
Vitesse nominale	1450 1/min
Nombre de pôles	4
Puissance nominale P2	132 kW
Courant nominal	- A
Type de moteur	3~
Classe d'isolation	F
Degré de protection	IP 55
Limites opérationnelles	
Démarrages / h max.	5
Température maxi. du liquide pompé	383 K
Teneur maximum en matières solides	40 g/m ³
Densité max.	998 kg/m ³
Viscosité maxi.	1 mm ² /s



Caractéristiques de fonctionnement UN/ISO 2548/C

Q [l/s]	H [m]	P [kW]	Rend. [%]	NPSH [m]
0	146	80	70	2
110	70	114	79.7	10

Caractéristiques générales	
Poids	1770 kg
Matériaux	
Corps de pompe	Fonte
Corps d'aspiration	Fonte
Roue	Fonte
Bague d'usure	Fonte
Corps d'étage	Fonte
Chemise	Fonte
Arbre	Acier inox
Douille arbre	Acier inox
Anneau d'étanchéité	Cautchouc au nitrile
Roulements à billes	Acier
Presse-Etoupe	Fonte
Etoupe	Tresse graphitée

Dimensions m m

- A = 2635
- B = 2166
- C = 610
- D = 351
- DNa = 200
- DNm = 150
- E = 241
- F = 350
- G = 1466
- H = 591
- I = 870
- L = 820
- M = 20
- N = 160
- O = 42
- P = 475
- Q = 845
- R = 941
- V = 370

Notes:

Date	Page	Offre n°	Pos. N°
20.08.2015	1		

ANNEXE 6

Les analyses des eaux des forages de Ain Fakroun

PARAMETRES ORGANOLEPTIQUES :

- Une turbidité faible (inférieure à 0,5 NTU), caractéristique des eaux souterraines.

PARAMETRES CONCERNANT LES SUBSTANCES INDESIRABLES ET TOXIQUES

Les concentrations en nitrates et nitrites sont élevées pour les forages M₂, M₃ et B₃ (environ 50 mg/l) et très élevées pour le forage F¹ (81 mg/l) par rapport à la ligne directrice de 50 mg/l fixée par l'Organisation Mondiale de la Santé.

Les résultats des analyses réalisées sur les eaux des forages à AIN KERCHA, respectent les lignes directrices fixées par l'Organisation Mondiale de la Santé en ce qui concerne la qualité de l'eau potable sauf pour le teneur en nitrates qui est élevée.

4.4.4 Ain Fakroun

La qualité des eaux brutes a été appréhendée à partir des résultats des analyses effectuées le 23/12/2006 sur les eaux des forages de AIN FAKROUN.

Les caractéristiques des eaux brutes sont les suivantes :

Tableau 4-5 : Caractéristiques des eaux brutes des forages de AIN FAKROUN

PARAMETRE	AF ₁	AF ₂	C ₈	E ₁₀	H ₂₂
pH	6.84	7.12	7.09	7.5	6.32
Conductivité	1 243 µS/cm	1 250 µS/cm	1 335 µS/cm	941 µS/cm	1 233 µS/cm
Titre Hydrotimétrique (Dureté totale)	700 mgCaCO ₃ /l	720 mgCaCO ₃ /l	648 mgCaCO ₃ /l	512 mgCaCO ₃ /l	616 mgCaCO ₃ /l
Titre alcalimétrique complet (Alcalinité)	528 mgCaCO ₃ /l	521 mgCaCO ₃ /l	578 mgCaCO ₃ /l	248 mgCaCO ₃ /l	535 mgCaCO ₃ /l
Turbidité	0,290 NTU	6,33 NTU	0,730 NTU	7,46 NTU	0,966 NTU
Nitrates	- mg/l				
Nitrites	- mg/l				
Chlore	323 mg/l	359 mg/l	373 mg/l	198 mg/l	345 mg/l

Compte tenu des analyses effectuées, l'eau brute souterraine prélevée se caractérise par :

PARAMETRES ORGANOLEPTIQUES :

- Une turbidité faible pour les forages AF₁, C₈, et H₂₂ et élevée pour les forages AF₂ et E₁₀.

PARAMETRES PHYSICO-CHIMIQUES LIES À LA STRUCTURE NATURELLE DES EAUX :

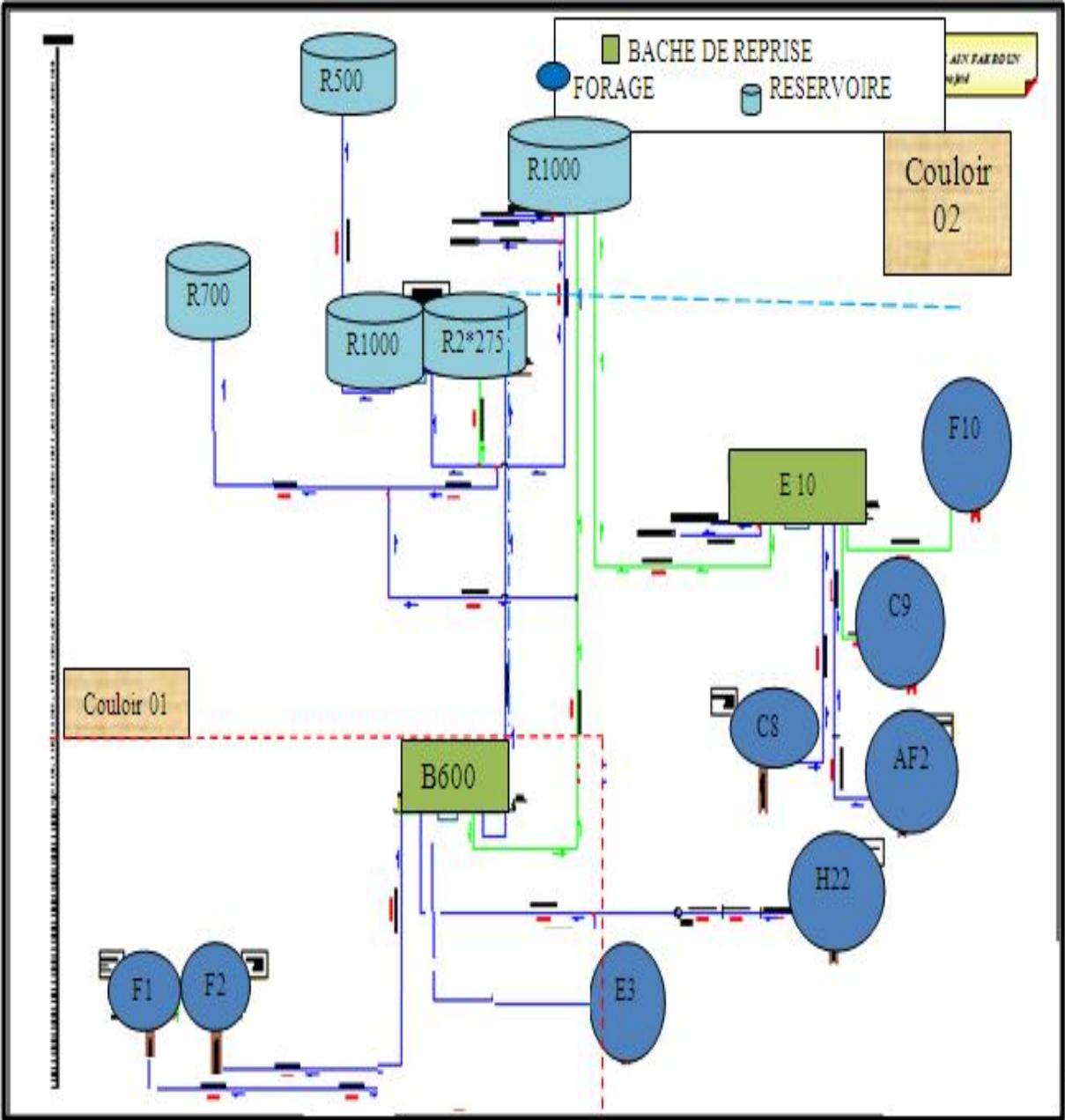
- Un pH plutôt basique sauf pour les forages AF₁ et H₂₂ ;
- Une minéralisation forte (conductivité comprise entre 950 et 1 350 µS/cm) ;
- Une dureté forte à très forte (500-750 mgCaCO₃/l) ;
- La concentration en magnésium du Forage AF₁ est supérieure à la norme en vigueur ;
- Une concentration en chlorures relativement importante (entre 200 et 350 mg/l) (ligne directrice de l'Organisation Mondiale de la Santé préconise un maximum de 250 mg/l).

Les résultats des analyses réalisées sur les eaux des forages à AIN FAKROUN, respectent les lignes directrices fixées par l'Organisation Mondiale de la Santé en ce qui concerne la qualité de l'eau potable.

Par contre, pour le forage AF₁, la teneur en magnésium dépasse la norme en vigueur.

ANNEXE 7

Schéma synoptique de l'adduction



ANNEXE 8

TUBE PEHD EAU POTABLE PN16

Référence	Désignation	Diamètre Ext en MM	Epaisseur en MM	Qualité Produit	Pression Service	Prix HT le M/L	Prix TTC
							le M/L
11 008 0901	Tube PEHD	90	8.2	PE100	16 Bars	488,62	571,69
11 008 1101	Tube PEHD	110	10.0	PE100	16 Bars	721,62	844,30
11 008 1251	Tube PEHD	125	11.4	PE100	16 Bars	934,26	1 093,08
11 008 1601	Tube PEHD	160	14.6	PE100	16 Bars	1 526,93	1 786,51
11 008 2001	Tube PEHD	200	18.2	PE100	16 Bars	2 397,85	2 805,48
11 008 2501	Tube PEHD	250	22.7	PE100	16 Bars	3 709,88	4 340,56
11 008 3151	Tube PEHD	315	28.6	PE100	16 Bars	5 881,51	6 881,37
11 008 4001	Tube PEHD	400	36.3	PE100	16 Bars	9 500,90	11 116,05
11 008 5001	Tube PEHD	500	45.4	PE100	16 Bars	14 816,89	17 335,76

ANNEXE 9

Tableau II.10 : Répartition horaire du débit maximum journalier

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

