

Higher National School of Hydraulic

The Library

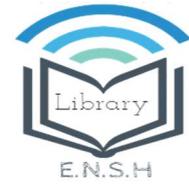
Digital Repository of ENSH



المدرسة الوطنية العليا للري

المكتبة

المستودع الرقمي للمدرسة العليا للري



The title (العنوان):

**Renforcement de l'approvisionnement en eau potable de la ville
d'El Bayadh.**

The paper document Shelf mark (الشفرة) : 1-0034-12

APA Citation (APA توثيق):

**Dahmani, Sabah (2012). Renforcement de l'approvisionnement en eau potable de la
ville d'El Bayadh[Mem Ing, ENSH].**

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

Digital Repository of ENSH aims to limit scientific production, whether published or unpublished (theses, pedagogical publications, periodical articles, books...)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

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

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

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

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

كل الحقوق محفوظة للمدرسة الوطنية العليا للري.

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE ARBAOUI Abdellah

DEPARTEMENT GENIE DE L'EAU

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option : Conception des Systèmes d'Alimentation en Eau Potable

THEME

**RENFORCEMENT DE L'APPROVISIONNEMENT EN EAU
POTABLE DE LA VILLE D'EL BAYADH**

Présentée par :

M^{elle} DAHMANI Sabah

DEVANT LES MEMBRES DU JURY :

Nom et prénom	Grade	Qualité
M^r O.KHODJET-KESBA	M C.A	Président
M^r Y.DERNOUNI	M A.A	Examineur
M^{me} L.TAFAT	M A.A	Examinatrice
M^r R.KERID	M A.B	Examineur
M^r M.BELALI	M A.B	Examineur
M^{me} W.MOKRANE	M A.A	Promotrice

Septembre 2012

Dédicace

Je dédie ce modeste travail en signe de respect et de reconnaissance à :

Mes parents pour ces sacrifices afin d'atteindre mon but.

Mes frères : Djamel, Mohamed, Benameur et ma chère sœur Warda.

Toute ma famille.

Mes amis : Kheira, Amoura, Samira, Mehdi, Adlen, Tak et Spécialement B.Mohamed.

Tous ceux qui m'ont aidé de près ou de loin dans ma formation.

Sabah

Remerciement

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

Je remercie fortement ma promotrice: M^{me} MOKRANE Wahiba de m'avoir orienté par ses conseils judicieux dans le but de mener a bien ce travail.

Je remercie également l'ensemble des personnel de CTH particulièrement M^R MAhboubi Ibrahim qui m'a donné la volonté de réaliser ce mémoire à travers tous les services qu'il m'a rendus, sans oublier aussi ALI et SAMIR

Je tiens à remercier aussi :

Les membres de jury pour avoir accepté d'évaluer mon travail

Le corps d'enseignants et les étudiants de l'ENSH

Tous ceux qui ont contribué de près ou de loin dans l'élaboration de mon mémoire.

ملخص

رغم توفر عدة منابع للمياه الصالحة للشرب بولاية البيض، إلا أنها تبقى تعاني من نقص المياه، و هذا ناتج عن التوسع العمراني الذي عرفته، لذلك تطرقنا الى تعزيز الشبكة بموارد أخرى

من خلال هذه المذكرة، درسنا مشروع التزويد بالمياه الصالحة للشرب من حقل آبار المياه الجوفية الواقع بمنطقة الحضنة نحو مدينة البيض، حيث شملت هذه الدراسة تحديد أبعاد أنابيب النقل وحجم الخزانات و محطة الضخ وحماية الأنابيب من ظاهرة الطرق المائي .

Résumé

La Ville d'EL BAYADH souffre d'un déficit en alimentation en eau potable qui est dû à l'extension de la ville, qui appelle à chercher de projeter des autres ressources.

A travers ce mémoire nous avons étudié un projet d'alimentation en eau potable à partir de champ captage d'EL HODNA vers la ville d'EL BAYADH, cette étude consiste à faire un dimensionnement de l'adduction, les capacités des réservoirs, les stations de pompages et la protection des conduites contre le phénomène de coup de bélier.

Abstract

Although there exist a lot of drinking water resources in the state of EL BAYADH, it is still suffering from the water lack because of the rapid increase of population .Therefore; we tried in this study to reinforce the network with another resource.

Through this dissertation, we would study a project of providing water from the inner water in region of EL HODNA in the town EL BAYADH. This study involved the determination of directing pipes and stores capacities. Beside the station of pumping.

Sommaire

Résumé	
Liste des tableaux	
Listes des figures	
Liste des planches	
Introduction générale	

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

Introduction	1
I-1.La situation géographique	1
I-2. Situation topographique	4
I-3. Situation géologique et hydrogéologique	4
I-3-1.Géologie	4
I-3-2. Pédologie	4
I-3-3. Hydrogéologie de la région d'El BAYADH	5
I-4. Situation climatique	5
I-5.Situation démographique	6
Conclusion	6

Chapitre II : Estimation des besoins en eau

Introduction	7
II -1. Estimation de la population de la ville d'El BAYADH	7
II -2. Estimation des besoins	8
II -3. Estimation de la consommation moyenne journalière(Qmoy.j)	8
II -3-1.Choix de la dotation hydrique	8
II -3-2.Calcul des besoins en eau domestique	9
II -3-3.Calcul des besoins en eau publics	9
II -3-4. Récapitulation des besoins en eaux de la ville	10
II -4 .Variations de la consommation journalière	10
II-4-1.Consommation maximale journalière	10
II-4-2.Consommation minimale journalière	11
II-4-3.Calcul des pertes	11
II-4-4. Variation de la consommation horaire	12
II-5. Comparaison entre le débit des ressources et les besoins en eau	20
Conclusion	20

Chapitre III: Etude de variante de l'adduction par pompage

Introduction	21
III-1.Types d'adduction	21
III-1-1.Adduction gravitaire	21
III-1-2.Adduction par refoulement	21
III-1-3.Adduction mixte	21
III-2.Type d'écoulement	22
III-2-1.Ecoulement à surface libre	22
III-2-2.Ecoulement en charge	22
III-3-.Etude de variante	22
III-3-1. Principe du choix du tracé	22

III-3-2.Choix du matériau des conduites.....	25
III-4.Etude technico-économique de l'adduction.....	26
III-5.Calcul des diamètres économiques des conduites de refoulements.....	26
III-5-1.Calcul des pertes de charge	28
III-5-1-1. Pertes de charge linéaires	28
III-5-1-2. Pertes de charge singulières.....	29
III-5-2. Hauteur manométrique totale	29
III-5-3. Puissance absorbée par la pompe	29
III-5-4. Energie consommée par la pompe	30
III-5-5. Frais d'exploitation.....	30
III-5-6. Frais d'amortissement	30
III-5-7.Les longueurs des différents tronçons	31
Conclusion	39

Chapitre IV: Dimensionnement de la station de pompage

Introduction	42
IV-1.Choix du type de pompe	42
IV-2. Couplage des pompes	42
IV-3. Choix du nombre de pompe.....	42
IV-3-1.La 1ère station de pompage	43
IV-3-2.Courbes caractéristiques des pompes	43
IV-3-3. Encombrement de la pompe.....	45
IV-3-4. La 2ème station de pompage	45
IV-3-5.Courbes caractéristiques des pompes.....	46
IV-3-6. Encombrement de la pompe	48
IV-3-7.Partie de Refoulement : les forages du Champ de captage – Bâche reprise N°1.....	48
IV-3-7-1. Encombrement de la pompe de forage F1.....	50
IV-3-7-2. Encombrement de la pompe de forage F2.....	52
IV-3-7-3. Encombrement de la pompe de forage ZB6.....	54
IV-4.Point de fonctionnement:.....	55
IV-5.Courbe caractéristique de la conduite	55
IV-5-1.Refolement SP1-SP2.....	56
IV-5-2. Refoulement SP2-RT.....	57
IV-6. Adaptation des pompes aux conditions de fonctionnement données	58
IV-6-1. La première station de pompage SP1.....	60
IV-6-2. Refoulement SP2-R	63
IV-7. Etude de la cavitation	66
IV-7-1. Calcul de la hauteur d'aspiration admissible	67
IV-7-2. Calage de la pompe	68
IV-7-3. Pour les pompes de SP1.....	68
IV-7-4.Les pompes de SP2	69
IV-8. Équipements hydrauliques en amont et en aval de la pompe	70
IV-8-1. Équipements en amont de la pompe	70
IV-8-2. Équipements en aval de la pompe	72
IV-9. Choix du moteur électrique	73
IV-9-1. Critères de choix du moteur électrique	73
IV-9-2. La 1ère station de pompage	73

IV-9-3. La 2ème station de pompage	74
IV-10. Bâtiment de la station de pompage.....	74
IV-10-1.Choix du bâtiment	75
IV-10-2.Partie supérieure du bâtiment	75
IV-10-3. Dimensionnement du bâtiment	76
IV-10-4. Dimensionnement du bâtiment de la 1ère station de pompage	77
IV-10-5. Dimensionnement du bâtiment de la 2ème station de pompage.....	78
IV-10-6.Bureaux.....	79
IV-10-7.Système anti-incendie.....	79
IV-11.Dimensionnement des bâches de reprises.....	80
IV-11-1.Les bâches de reprises.....	80
IV-11-2. Bâches de reprise pour différentes stations de pompage.....	80
IV-11-3.Calcul pour la bache de SP1.....	81
IV-11-4.Calcul pour la bache de SP2	82
IV-12.Protection contre coup de bélier.....	83
IV-12-1.Définition	83
IV-12-2.Les causes du coup de bélier	83
IV-12-3.Les risques des aux coups de bélier.....	83
IV-12-4.Les remèdes	84
IV-12-5. Calcul des réservoirs d'air	84
IV-12-6. Dimensionnement de réservoir d'air	84
Conclusion.....	87

CHPITRE V: Les réservoirs

Introduction.....	88
V-1. Fonctions techniques des réservoirs existants.....	88
V-2.Classification des réservoirs.....	89
V-3.Emplacement des réservoirs.....	89
V-4.Dimensionnement du réservoir tampon	90
V-5. Forme de réservoirs tampon.....	90
V-6.Les équipements du réservoir.....	90
V-6-1. Conduite d'arrivée ou d'alimentation.....	91
V-6-2. Conduite de départ ou de distribution	92
V-6-3. Conduite de trop-plein.....	93
V-6-4. Conduite de vidange.....	93
V-6-5. Conduite by-pass.....	94
Conclusion.....	94

Chapitre VI : Organisation de chantier

Introduction	95
VI-1.Implantation du tracé des tranchées sur le terrain.....	95
VI.2-Excavation des tranchées.....	95
VI-2-1.Enlèvement de la couche végétale	95
VI-2-2.Excavation.....	96
VI-2-2-1.La profondeur (Htr).....	97
VI-2-2-2.Largeur de la tranchée.....	97
VI-2-2-3.Section de la tranchée.....	97
VI-2-2-4. Volume à excaver.....	97

VI-3.Détermination de la capacité du godé.....	98
VI-4. Rendement d'exploitation de la pelle choisie	98
VI-5.La durée d'excavation	99
VI-6.Lit de sable.....	99
VI-7.Volume de la conduite.....	99
VI-8.Le volume des remblais.....	100
VI-9.Planification des travaux de l'adduction.....	100
VI-10. Evaluation du projet.....	103
VI-11.Devis estimatif d'établissement de la conduite de transfert.....	103
VI-12.Devis global.....	103
Conclusion.....	104
Conclusion Générale	
Références Bibliographiques	
Annexes	

LISTE DES TABLEAUX

Chapitre II : Estimation des besoins en eau

Tableau II-1: Evolution de la population d'El BAYADH.....	7
Tableau N°II-2 : Estimation de la consommation domestique de la ville d'El BAYADH.....	9
Tableau N°II-3 : Estimation de la consommation en eau public.....	9
Tableau N°II-4 : Estimation de la consommation en eau public projetée à long terme.....	10
Tableau N°II-5 : Récapitulation des besoins en eau de la ville	10
Tableau N°II-6 : Récapitulation des différents débits journaliers des différents horizons.....	11
Tableau N°II-7. La variation de β_{max} en fonction du nombre d'habitants	12
Tableau N°II-8. La variation de β_{min} en fonction du nombre d'habitants.....	13
Tableau N°II-9. Calcul des consommations maximales et minimales horaires pour la ville d'El BAYADH.....	13
Tableau N°II-10. Répartition des débits horaires en fonction du nombre d'habitants.....	14
Tableau N° II-11 : Variation des débits horaires pour l'horizon 2012.....	15
Tableau N° II-12 : Variation des débits horaires pour l'horizon 2020.....	16
Tableau N° II-13 : Variation des débits horaires pour l'horizon 2025	17
Tableau N° II-14 : Variation des débits horaires pour l'horizon 2030.....	18
Tableau N°II-15 : bilan Ressources disponible et besoin en eau	20

Chapitre III: Etude de variante de l'adduction par pompage

Tableau III-01 : Caractéristiques des forages.....	23
Tableau III-02: Variation journalière des tarifs de l'énergie	30
Tableau III-03 : Les longueurs des différents tronçons et les débits qui véhiculent.....	31
Tableau III-4: Calcul de la HMT de F1.....	31
Tableau III-5: Calcul de frais d'exploitation de F1...../.....	32
Tableau III-6: Calcul des frais d'amortissement de F1.....	32
Tableau III-7: Bilan des frais d'exploitation et d'investissement de F1.....	32
Tableau III-8: Calcul de la HMT de F2.....	33
Tableau III-9: Calcul de frais d'exploitation de F2.....	33
Tableau III-10: Calcul des frais d'amortissement de F2.....	34
Tableau III-11: Bilan des frais d'exploitation et d'investissement de F2.....	34
Tableau III-12. Les vitesses des diamètres normalisés.....	35
Tableau III-13: les vitesses des diamètres normalisés	36
Tableau III-14: Calcul de la HMT de SP1.....	36

Tableau III-15:Calcul de frais d'exploitation de SP1.....	37
Tableau III-16:Calcul des frais d'amortissement.....	37
Tableau III-17:Bilan des frais d'exploitation et d'investissement.....	37
Tableau III-18: Calcul de la HMT de SP2.....	38
Tableau III-19:Calcul de frais d'exploitation de SP.....	38
Tableau III-20:Calcul des frais d'amortissement de SP2.....	38
Tableau III-21:Bilan des frais d'exploitation et d'investissement de SP2.....	39

Chapitre IV: Dimensionnement de la station de pompage

Tableau IV-01.La fiche technique SP-01.....	40
Tableau IV-02.La fiche technique SP-02.....	41
Tableau IV-03. Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre.....	43
Tableau IV-04. Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre.....	45
Tableau IV-05.Caractéristiques des pompes des forages.....	48
Tableau IV-06.Courbe caractéristique de la conduite de refoulement (SP1-SP2).....	56
Tableau IV-07. Courbe caractéristique de la conduite de refoulement (SP1-RT).....	57
Tableau IV-08.Détermination de la courbe de proportionnalité.....	60
Tableau IV-09.Comparaison entre différents modes de réglage de SP1.....	63
Tableau IV-10.Comparaison entre différents modes de réglage de SP2.....	66
Tableau IV-11.Variation de la tension de vapeur d'eau en fonction de la température.....	68
Tableau IV-12.Choix du type de bâtiment.....	75
Tableau IV-13.Caractéristiques de la pompe d'incendie.....	80
Tableau IV-14.Tableau donnant les dimensions des bâches de reprise pour une forme circulaire.....	83
Tableau IV-15.Tableau donnant les dimensions des bâches de reprise pour une forme rectangulaire.....	83
Tableau IV-16.Les caractéristiques des différents tronçons de refoulement.....	86
Tableau IV-17.Calcul de célérité d'onde des différents tronçons de refoulement.....	86
Tableau IV-18.Calcul de volume des différents réservoirs d'air de refoulement.....	87

Chapitre VI : Organisation de chantier

Tableau N°VI-1.Calcul du volume du déblai.....	98
Tableau N°VI-2 .Capacité du godet en fonction du volume de terrassement.....	98
Tableau VI-3. Calcul du volume du lit de sable.....	99
Tableau VI-4.Calcul du volume de la conduite.....	100
Tableau N°VI-5.Volumes des travaux de l'adduction :.....	100
Tableau N° VI-6 . Détermination du délai de la réalisation.....	101
Tableau N°VI-7. Devis estimatif de l'établissement de la conduite de transfert.....	103
Tableau N°VI-8.Devis estimatif global.....	103

LISTE DES FIGURES

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

Figure I -1 : Carte géographique de la wilaya d'El BAYADH.....	2
Figure I -2 : situation administrative de la wilaya d'El BAYADH.....	3

Chapitre II : Estimation des besoins en eau

Figure II-1 : Histogramme de la consommation totale.....	19
Figure II-2 : La courbe intégrale de la consommation totale.....	19

Chapitre III: Etude de variante de l'adduction par pompage

Figure III-1: schéma simplifié du réseau d'adduction.....	24
Figure III-2: Bilan des frais d'investissement et d'exploitation F1-A.....	32
Figure III-3: Bilan des frais d'investissement et d'exploitation F2-A.....	34
Figure III-4: Bilan des frais d'investissement et d'exploitation SP1-SP2.....	37
Figure III-5: Bilan des frais d'investissement et d'exploitation SP2-R.....	39

Chapitre IV: Dimensionnement de la station de pompage

Figure IV.1 : Les courbes caractéristiques de la pompe SP1.....	44
Figure IV-2. Encombrement de la pompe Caprari PM80/5A.....	45
Figure IV-3. : Les courbes caractéristiques de la pompe SP2.....	47
Figure IV-4. Encombrement de la pompe Caprari PM100/3A.....	48
Figure IV-5. Les courbes caractéristiques de la pompe de forage F1.....	49
Figure IV-6. Encombrement de la pompe CAPRARI E9S55/6A+MC870.....	50
Figure IV-7. Les courbes caractéristiques de la pompe de forage F2.....	51
Figure IV-8. Encombrement de la pompe CAPRARI E9S55/7I+MC880.....	52
Figure IV-9. Les courbes caractéristiques de la pompe de forage ZB6.....	53
Figure IV-10. Encombrement de la pompe CAPRARI E6X40-6/16+MC612.....	54
Figure IV-11. Point de fonctionnement des pompes de la SP1.....	56
Figure IV-12. Point de fonctionnement des pompes de la SP2.....	57
Figure IV-13. la courbe de proportionnalité.....	60
Figure IV-14. Rognage de la SP1.....	63
Figure IV-15. Rognage de la SP2.....	65
Figure IV-16. Roue soumise à la cavitation.....	67

Figure IV-17. schéma indicatif de l'équipement en amont de la pompe.....	70
Figure IV-18. schéma indicatif de l'équipement en aval de la pompe.....	72

CHPITRE V: Les réservoirs

Figure V-01:Arrivée par surverse (Chute libre).....	91
Figure V-02:Arrivée par sur verse (Noyée).....	91
Figure V-03:Arrivée par-dessous (Par le fond).....	91
Figure V-04:Arrivée par dessous (Par le bas).....	91
Figure V-05: Conduite de départ.....	92
Figure V-06: Conduite de vidange et de trop plein.....	93
Figure V-07: Conduite by-pass.....	94

Chapitre VI : Organisation de chantier

Figure VI-1.un angledozer.....	96
Figure VI-2. Pelle mécanique.....	96
Figure VI-3.Réseau à nœud.....	102

Liste des planches

Planche n°1 : Plan topographique du tronçon SP2-RT

Planche n°2 : Profil en long du tronçon SP2-RT

Planche n°3 : Profil en long du tronçon SP1-SP2

Planche n°4 : Plan de la station de pompage SP1

Planche n° 5: Plan de la station de pompage SP2

Planche n° 6: Les accessoires d'une adduction

INTRODUCTION GENERALE

L'eau est un élément vital pour la survie de toutes les espèces vivantes, elle est aussi indispensable à toutes les activités humaines ; c'est un élément de base de l'hygiène individuelle et de l'hygiène collective et son absence ou sa rareté dans certaines régions laisse place à la désertification.

Ainsi l'eau est un élément fondamental de la chaîne écologique et constitue le moyen essentiel à tous développement socio- économique du pays, elle tend d'une part à devenir de plus rare en raison de la pression démographique, et d'autre part à sa dégradation du fait de la pollution urbaine industrielle et agricole, réchauffement de la planète et la sécheresse.

À l'instar de certains pays de la région, l'Algérie est touchée par le problème de pénurie d'eau, Les ressources hydriques de l'Algérie sont limitées, et dépendent essentiellement de l'apport du ciel. Cette situation s'explique d'une part par une pluviométrie précaire, irrégulière et mal répartie comme celle du problème qui se pose au niveau de la ville d'El BAYADH.

En absence des autres ressources en eau les forages restent le seul moyen de l'alimentation en eau potable dans cette ville, Il convient donc de veiller à préserver cette ressource et d'utiliser les meilleurs moyens pour l'acheminer et l'exploiter d'une façon rationnelle et intelligente.

Dans ce qui suit, nous allons procéder à une étude de renforcement de l'approvisionnement en eau potable de la ville d'EL BAYADH, vu l'importance du projet, ce mémoire de fin d'étude n'abordera qu'une partie du transfert à partir des forages de HODNA, Il se compose de six chapitres, tous d'une importance majeure, qu'on essayera de développer au maximum.

Introduction

Avant tout projet il faut avoir des données de reconnaissance de la zone d'étude dans ce chapitre on s'intéresse à la représentation de notre zone de point de vue géographique, climatique, topographique, géologique et démographique.

I-1.La situation géographique

EL BAYADH est une agglomération de création coloniale, à cette époque elle se nommait GERYVILLE. La ville d'El Bayadh chef-lieu et de commune du même nom est située au Nord de la wilaya et aussi au Nord de la commune. Elle se trouve dans l'intersection de la RN 6A qui la relie à Bougtoub et à la RN6 principale axe Nord Sud au niveau de l'ouest Algérien, et la RN47 la reliant à Ain Sefra Wilaya de Naâma. La ville se localise dans la partie centrale Atlasique saharienne et entourée d'un ensemble de montagnes parmi lesquelles nous citons Djebels Ksel et Bouderga situés au Nord.

La commune d'EL BAYADH est délimitée :

-Au Nord par la commune de RGASSA et une partie de la commune de MEHARA.

-A l'Est par la commune de STITTEN.

-Au sud par les communes de KRAKDA et GHASSOUL.

-Al 'Ouest par la commune d'AIN EL ORAK.

Voir figures **I-1** et **I-2** :

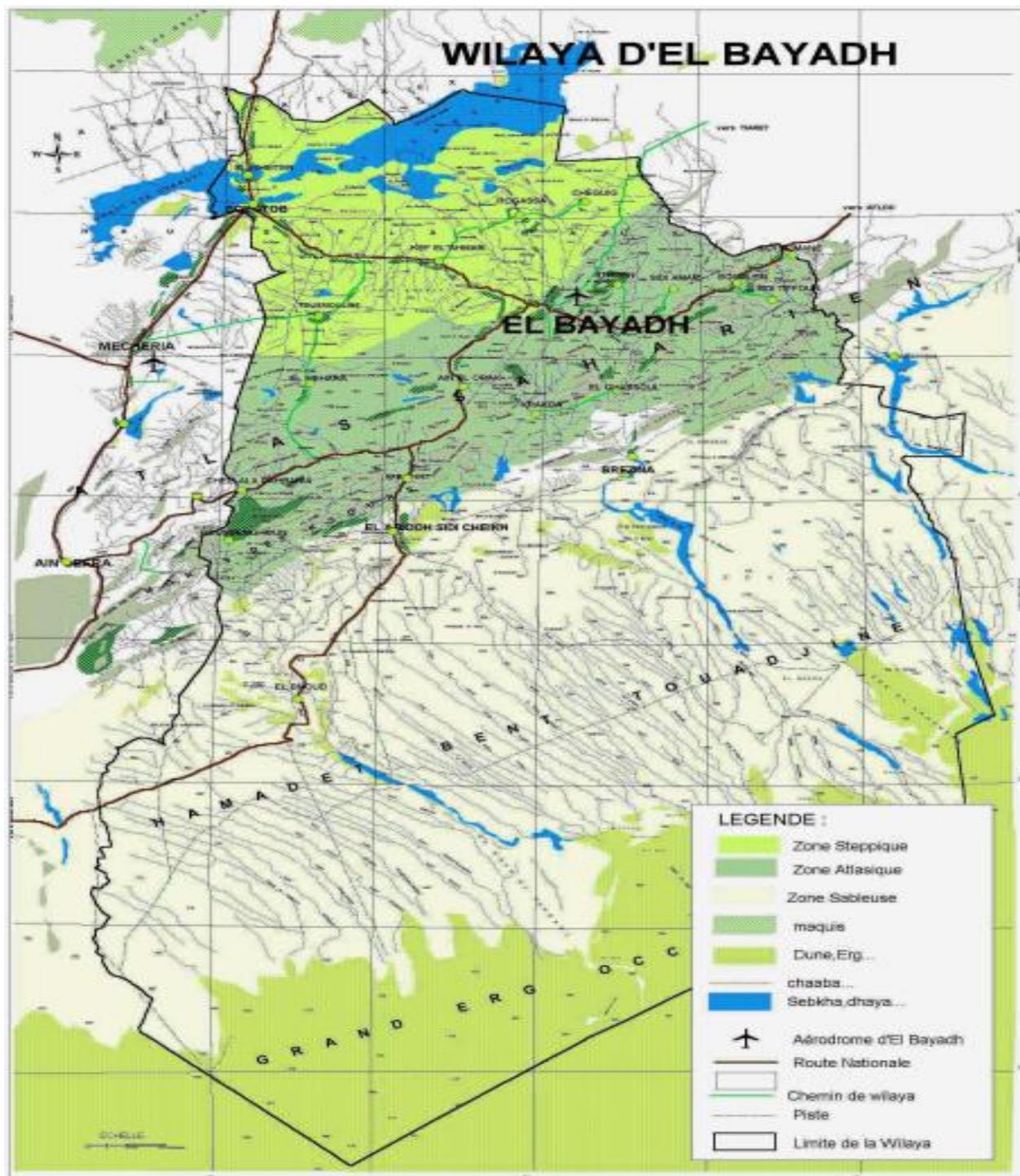


Figure I-1 : Carte géographique de la wilaya d'El BAYADH.



Figure I -2 : situation administrative de la wilaya d'El BAYADH.

I-2. Situation topographique :

La commune d'EL BAYADH se situe dans la partie Atlas centre dont le relief se caractérise par la présence de plusieurs Djebels généralement d'orientation Nord-Sud, Sud-ouest, Les plus importants Djebels sont :

Le Kessel, Oustani, Bouderga et Arif avec des altitudes variant entre 1430m et 2000m. Le milieu naturel de la commune est très peu hétérogène, il se trouve limité d'un synclinal qui est de direction Nord-est sur une cuvette, le reste de la commune est relativement plat. A une Altitude de 1350m, le site de la ville se trouve au milieu d'une chaîne montagneuse d'orientation Sud-ouest, Nord-est, dans une cuvette bien protégés. il est traversé par plusieurs oueds dont le plus important est Oued biodh.

Le relief entourant la ville est accidenté hormis les terrains situés au Sud-est et longeant la route d'Aflou et qui sont à priori retenus pour l'extension future.

I-3. Situation géologique et hydrogéologique:

I-3-1. Géologie :

La nature géologique de l'assiette d'EL BAYADH est constituée d'argile, de gré et des dépôts lacustres, avec des séries de base qui sont souvent constituées de gypse.

Les sols sont très épais sur croute calcaire, bas fond de dayas à sols parfois limoneux et alluvionnaire plus profonds.

I-3-2. Pédologie :

De point de vue agro-pédologique la ressource en sol est formée principalement par les sols alluvionnaires et argileux.

Ces terres sont concentrées dans la partie sud et sud ouest du territoire de la ville.

Malgré leur qualité agro-pédologique appréciable, leurs rendements sont de plus en plus limités du fait de l'érosion entre autre.

En effet des pentes qui vont entre 2 et 25%. Ces sols deviennent d'avantage sensible à ce phénomène ; surtout qu'après l'arrachage du vignoble presque la totalité des terres a été emblavée par la céréaliculture, ce qui a provoquées la dégradation de cette ressource.

La plaine est remblayée d'alluvions quaternaires et de petits graviers recouverts d'une épaisse couche sableuse provenant de la désagrégation de grès du pliocène.

Des sols argileux – sableux dans le nord et alluvionnaire d'une fertilité appréciable au centre et au sud de la région, ces terrains ne nécessitent aucun aménagement et sont aptes à toutes cultures.

I-3-3. Hydrogéologie de la région d'El BAYADH :

❖ Toutes les aquifères placés au dessus de la couche d'argile sont drainés successivement par plusieurs sources qui aboutissent dans l'oued Mérirès et dans l'oued El Biodh , Les principaux aquifères sont successivement du bord du synclinal vers le centre :

- Le kimméridgien moyen gréseux sus-jacent de la couche d'argile.
- Le kimméridgien supérieur gréseux.
- Les terrains sédimentaires ; tertiaire a continental (T.C) et quaternaire. Les autres formations comme le kimméridgien moyen marneux à gypse peuvent contenir des horizons aquifères de très faible puissance.

❖ La formation gréseuse du kimméridgien moyen qui est placé sous la couche d'argile est homogène et paraît constituer un aquifère important et encore inexploité, le forage F.V a fourni un débit de 36 l/s pour un rabattement de 16,15 m. L'Ain Mekther au pied du djebel Mekther est la source la moins faible qui prend naissance dans cette formation dans la région du synclinal, son débit est de l'ordre de 2,5 l/s. cet aquifère d'une puissance approximativement de 350 à 400 m, a dans l'état actuel des connaissances surtout l'aspect d'un réservoir.

I-4. Situation climatique :

I-4-1. Climat :

Sur le plan climatique, le chef lieu d'EL BAYADH à l'instar de toute la région présente un climat à saisons thermiques froides et chaudes.

La saison pluviométrique est concentrée sur la partie froide de l'année, alors que la saison d'été est sèche.

I-4-2. Température :

Nous observons deux saisons :

- Une saison froide qui s'étale du mois d'octobre au mois d'Avril.
- Une saison chaude s'étalant du mois de Mai au mois septembre.

La température moyenne mensuelle maximale est au niveau de mois de juillet, elle est de l'ordre de 29⁰C et la température moyenne mensuelle minimale est au niveau de mois de janvier, elle est de l'ordre de 5,25 ⁰C.

Source : Centre climatologique national Dar El Beida (Résumé annuel du temps en Algérie).

I-4-3.Pluviométrie :

On remarque la pluviométrie moyenne annuelle d'EL BAYADH est de 248,30 mm /an.

La valeur moyenne annuelle des précipitations est relativement faible et défavorise le développement de l'agriculture.

Source : Centre climatologique national Dar El Beida (Résumé annuel du temps en Algérie).

I.4.4- Les vents :

Le vent dominant est celui du Sud- Est, pendant la période humide, le vent dominant est celui du Nord-Ouest.

La vitesse moyenne annuelle des vents est de 3,45 m/s. Les vents fréquents sont les vents chauds du mois de Mai au mois d'Août avec des vitesses variantes entre(3,6 ÷4,0) m/s.

Source : Centre climatologique national Dar El Beida(Résumé annuel du temps en Algérie)

I-5.Situation démographique :

Si on dit la situation démographique de la ville d'EL BAYADH en l'an 2010 se caractérise principalement par une augmentation en volume de tous les événements démographique, les naissances ont augmenté d'un nombre de 786 naissance de plus qu'en 2010 et les décès ont connus une régression de 133 décès de moins que l'année précédente. Le taux d'accroissement de la population est de3%, en tenant compte de l'extension de la ville.

Conclusion :

Le site de notre zone d'étude a un climat semi aride, une topographie relativement accidentée et du coté démographique il est caractérisé par un taux d'accroissement élevé.

Introduction :

L'estimation des besoins en eau d'une agglomération dépend de plusieurs facteurs tels que :

- L'augmentation de la population et son niveau de vie.
- Les besoins municipaux (sanitaire, scolaire,...etc.)
- Le climat.

Ce qui entraîne dans ce chapitre le calcul des besoins pour l'horizon d'étude de 2030.

II -1. Estimation de la population de la ville d'EL BAYADH :

La population d'une agglomération varie dans le temps et le problème qui se pose est celui de la prévision des besoins pour un horizon se situant de 20 à 25 ans environ. Chaque population peut éventuellement être modifiée par une planification volontariste (schéma d'aménagement et d'urbanisme) dont il faut tenir compte. Néanmoins, l'inertie des faits sociaux conduit à inscrire l'évolution dans un phénomène qui se prête à l'analyse statistique.

Le nombre de la population est estimé sur la base des statistiques de la Population correspondante au résultat du recensement général de la population et de l'habitat (RGPH) de 2008 selon la relation des croissances continues donnée par la relation suivante :

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

P_n : population à l'horizon de calcul (2030).

P_0 : population à l'année de recensement (2008).

α : taux d'accroissement démographique.

n : nombre d'années séparant l'année de recensement et l'horizon de calcul. La population de la ville d'EL BAYADH selon le RGPH 2008 Office National des Statistiques (ONS) est de 91632 habitants avec un taux d'accroissement 3 %

Tableau II-1: Evaluation de la population d'El BAYADH:

ville	taux	nombres d'habitants				
		horizon 2008	horizon 2012	horizon 2020	horizon 2025	horizon 2030
EL BAYADH	3%	91632	103 133	130 645	151454	175576

II -2. Estimation des besoins :

L'estimation des besoins en eau potable d'une agglomération dépend du mode de vie de la population et de la norme de consommation fixée pour chaque catégorie de consommateur, Ces besoins se déterminent à partir de deux facteurs :

→ La population à desservir.

→ Les besoins par habitants.

II -3. Estimation de la consommation moyenne journalière ($Q_{moy,j}$) :

La consommation moyenne journalière est le produit de la dotation journalière par le nombre de consommateur, est exprimé en (m^3 /j) et est calculée par la relation (II-2) :

$$Q_{moy,j} = (\sum N_i \cdot \text{dot}) / 1000 \quad \dots \dots (II-2)$$

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

N : nombre de consommateur par catégorie.

dot : dotation hydrique ($l /j /usagé$).

i : nombre de catégorie (équipement, habitants).

II -3-1. Choix de la dotation hydrique:

Le choix de la dotation hydrique moyenne journalière des habitants est en fonction du :

- Des ressources existantes et exploitables.
- Nombre d'habitant de l'agglomération.
- Niveau de vie culturel de l'agglomération.

Dans notre étude nous prenons une dotation de $150l/j/hab$.

II -3-2.Calcul des besoins en eau domestique :

La consommation moyenne journalière destinée à la population se résume dans le tableau suivant :

Tableau N°II-2 : Estimation de la consommation domestique de la ville d'El BAYADH :

Horizons	2012		HORIZON 2020		HORIZON 2025		HORIZON 2030	
nombre habitant	103133		130645		151454		175576	
Dotation (l/ j/ hab.)	150		150		150		150	
Unités	m3/j	l/s	m3/j	l/s	m3/j	l/s	m3/j	l/s
Consommation domestique moyenne	15469.89	179.05	19596.80	226.81	22718.06	262.94	26336.46	304.82

II -3-3.Calcul des besoins en eau publics :

Les besoins comportent les catégories suivantes :

- Les besoins scolaire.
- Les besoins sanitaire.
- Les besoins socioculturel.
- Les besoins commercial.

La dotation moyenne journalière est choisie selon chaque équipement qui est représentés dans le tableau suivant :

Tableau N°II-3 : Estimation de la consommation en eau public :

Catégorie des besoins	Equipement	Nombre d'équipement	Unité	Capacité totale	Dotations (l/j/u)	Capacité (Qmoy,j)	
						m3/j	l/s
scolaire	Ecole	37	Elève	11409	10	114.09	1.32
	CEM	16		10146	10	101.46	1.17
	lycée	6		4421	10	44.21	0.51
sanitaire	polyclinique	3	malade	250	200	50	0.58
	laboratoire	1		37	10	0.37	0.00
	Hopital	1		1500	300	450	5.21
socioculturel	Mosqué	30	Fidèle	1000	5	150	1.74
commercial	Cafétéria	11	m2	70	10	7.7	0.09
TOTAL						917.83	10.62

Tableau N°II-4 : Estimation de la consommation en eau public projetée à long terme :

Catégorie des besoins	Equipement	Nombre d'équipement	Unité	Capacité totale	Dotations journalière (l/j/u)	Capacité (Q _{moy,j})	
						m ³ /j	l/s
scolaire	Ecole	3	Elève	9821	10	98.21	1.14
	CEM	1		9300	10	93	1.08
	lycée	1		3610	10	36.1	0.42
sanitaire	polyclinique	1	malade	200	200	40	0.46
socioculturel	Mosquée	1	Fidèle	2848	5	14.24	0.16
commercial	Cafétéria	7	m ²	70	10	4.9	0.06
Total						286.45	3.32

Source : La direction des ressources en eau

II -3-4. Récapitulation des besoins en eaux de la ville :

Les besoins moyens totaux en eaux de la ville d'El BAYADH sont donnés par le Tableau N°II-6 ci-dessous :

Tableau N°II-5 : Récapitulation des besoins en eaux de la ville d'El BAYADH :

Horizons	2012		2020		2025		2030	
Unités	m ³ /j	l/s						
Consommation domestique moyenne	15 469.89	179.05	19 596.80	226.81	22 718.06	262.94	26 336.46	304.82
Consommation publique	917.83	10.62	1 204.28	13.94	1 204.28	13.94	1 204.28	13.94
Consommation moyenne totale	16 387.72	189.67	20 801.08	240.76	23 922.34	276.88	27 540.74	318.76

II -4 .Variations de la consommation journalière : [05]

Nous avons deux variations de consommations par jour sont les suivantes :

II -4-1. Consommation maximale journalière :

Elle est définie par le coefficient d'irrégularité journalière maximum (K_{max,j}) qui indique de combien de fois la consommation maximale dépassera la moyenne de consommation, nous pouvons écrire comme suit:

$$K_{\max j} = \frac{Q_{\max j}}{Q_{\text{moy } j}} \dots \dots \dots (\text{II} - 3)$$

$Q_{\max,j}$: Consommation maximale journalière (m³/s)

$Q_{\text{moy},j}$: Consommation moyenne journalière (m³/s)

Avec : $K_{\max,j} = [1,1 - 1,3]$

On prend $K_{\max,j} = 1,2$.

D'où : $Q_{\max,j} = 1,2 * Q_{\text{moy},j}$.

II-4-2. 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 qui indique de combien de fois la consommation minimale journalière est inférieure à la consommation moyenne journalière, nous pouvons écrire comme suit:

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

$Q_{\min,j}$: Consommation minimale journalière (m³/s)

$Q_{\text{moy},j}$: Consommation moyenne journalière (m³/s)

Avec : $K_{\min,j} = [0,7 - 0,9]$

On prend $K_{\min,j} = 0,8$

D'où : $Q_{\min,j} = 0,8 * Q_{\text{moy},j}$

II-4-3. Calcul des pertes :

Il faut prendre en considération un coefficient de majoration, allant de 15% à 20% pour les différentes évaluations des besoins à travers les différents horizons pour faire face à des fuites dans le réseau, et pour notre étude on va prendre une valeur du taux de fuite égale à 15% .

Tableau N°II-6 : Récapitulation des différents débits journaliers à différents horizons :

Horizons	2012		2020		2025		2030	
Unités	m ³ /j	l/s						
Consommation totale moyenne	16387.72	189.67	20801.08	240.76	23922.34	276.88	27540.74	318.76
$K_{\min,j}$	0.80		0.80		0.80		0.80	
$Q_{\min,j}$	12375.91	143.24	15677.44	181.45	18174.45	210.35	21069.17	243.86
$K_{\max,j}$	1.20		1.20		1.20		1.20	
$Q_{\max,j}$	19665.27	227.61	24961.29	288.91	28706.81	332.26	33048.89	382.52
Q_{pertes}	2949.79	34.14	3744.19	43.34	4306.02	49.84	4957.33	57.38
$Q_{\max,j}$ total	22615.06	261.75	28705.49	332.25	33012.83	382.10	38006.22	439.89

II-4-4. Variation de la consommation horaire :**a) Débit moyen horaire :**

Le débit moyen horaire est donné par la relation :

$$Q_{moy,h} = \frac{Q_{max,j}}{24} \quad (m^3/h) \dots\dots\dots (II-5)$$

Avec : - $Q_{moy,h}$: débit moyen horaire en m^3/h ;

- $Q_{max,j}$: débit maximum journalier en m^3/j ;

b) Consommation maximale horaire:

Elle est représentée par le coefficient d'irrégularité maximale horaire ($K_{max,h}$) qui représente l'augmentation de la consommation horaire pour la journée. Il tient compte de l'accroissement de la population ainsi que du degré de confort et du régime de travail de l'industrie.

D'une manière générale, ce coefficient peut être décomposé en deux autres coefficients :

α_{max} et β_{max} ; tel que : $Q_{max,h} = K_{max,h} \cdot Q_{moy,h} \dots\dots (II-6)$

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

α_{max} : coefficient qui tient compte du confort des équipements de l'agglomération et de régime du travail, varie de 1,2 à 1,4 et dépend du niveau de développement local. Pour notre cas on prend $\alpha_{max} = 1,3$.

β_{max} : coefficient étroitement lié à l'accroissement de la population.

Tableau N°II-7. La variation de β_{max} en fonction du nombre d'habitants :

Habitant	1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	30000	300000	1000000
β_{max}	2	1,8	1,6	1,5	1,4	1,3	1,2	1,15	1,03	1

Pour notre cas on prend $B_{max} = 1.03$; d'où la valeur de $K_{max,h}$ sera :

$$K_{max,h} = 1.3 * 1.03 = 1.34$$

$$K_{max,h} = 1.34$$

c) Consommation minimale horaire :

Elle est donnée par le coefficient d'irrégularité minimale horaire $K_{\min,h}$ qui permet de déterminer le débit minimum horaire envisageant une sous consommation :

$$Q_{\min,h} = K_{\min,h} \cdot Q_{\text{moy},h} \quad (\text{II.7})$$

$$K_{\min,h} = \alpha_{\min} * \beta_{\min} \quad (\text{II.8})$$

Avec :

α_{\min} : coefficient qui tient compte du confort des équipements de l'agglomération et du régime de travail, varie de **0,4** à **0,6**. Pour notre cas on prend $\alpha_{\min} = 0,5$

β_{\min} : coefficient étroitement lié à l'accroissement de la population.

Tableau N°II-8. La variation de β_{\min} en fonction du nombre d'habitants :

Habitant	1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	30000	300000	1000000
β_{\min}	0,1	0,1	0,1	0,2	0,25	0,4	0,5	0,6	0,83	1

Donc pour notre cas on prend $\beta_{\min} = 0,83$; d'où la valeur de $K_{\min,h}$ sera :

$$K_{\min,h} = 0,5 * 0,83 = 0,415$$

$$K_{\min,h} = 0,415 .$$

Les calculs des consommations maximales et minimales horaires pour la ville d'El Bayadh est représenté dans le tableau II-9.

Tableau N°II-9. Calcul des consommations maximales et minimales horaires pour la ville d'El BAYADH :

Horizon	$Q_{\text{moy},h}$ [m ³ /h]	$K_{\min,h}$	$Q_{\min,h}$ [m ³ /h]	$K_{\max,h}$	$Q_{\max,h}$ [m ³ /h]
2012	942.29	0.415	391.05	1.34	1262.67
2020	1196.06	0.415	496.37	1.34	1602.72
2025	1375.53	0.415	570.85	1.34	1843.22
2030	1583.59	0.415	657.19	1.34	2122.01

d) Evaluation de la consommation horaire en fonction du nombre d'habitant :

La variation des débits horaires d'une journée est représentée en fonction du nombre d'habitants.

Tableau N°II-10. Répartition des débits horaires en fonction du nombre d'habitants :

	Moins de 10000	10001 à 50000	50001 à 100000	Plus de 100000	Agglomération de type rurale
(h)					
0_1	1	1.5	3	3.35	0.75
1_2	1	1.5	3.2	3.25	0.75
2_3	1	1.5	2.5	3.3	1
3_4	1	1.5	2.6	3.2	1
4_5	2	2.5	3.5	3.3	3
5_6	3	3.5	4.2	3.4	5.5
6_7	5	4.5	4.5	3.85	5.5
7_8	6.5	5.5	4.9	4.5	5.5
8_9	6.5	6.25	4.9	5.2	3.5
9_10	5.5	6.25	4.6	5.2	3.5
10_11	4.5	6.25	4.8	4.85	6
11_12	5.5	6.25	4.8	4.6	8.5
12_13	7	5	4.5	4.6	8.5
13_14	7	5	4.2	4.6	6
14_15	5.5	5.5	4.2	4.75	5
15_16	4.5	6	4.4	4.7	5
16_17	5	6	4.4	4.7	3.5
17_18	6.5	5.5	4.2	4.4	3.5
18_19	6.5	5	4.5	4.4	6
19_20	5	4.5	4.5	4.3	6
20_21	4.5	4	4.5	4.3	6
21_22	3	3	4.8	3.75	3
22_23	2	2	4.8	3.75	2
23_24	1	1.5	3.5	3.75	1

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

Tableau N° II-11 : Variation des débits horaires pour l'horizon 2012

Heures (h)	Consommation Q max .j =22615.06m ³ /j		la consommation cumulée (intégral)	
	%	m ³ /h	%	m ³ /h
0_1	3.35	757.60	3.35	757.60
1_2	3.25	734.99	6.6	1492.59
2_3	3.3	746.30	9.9	2238.89
3_4	3.2	723.68	13.1	2962.57
4_5	3.3	746.30	16.4	3708.87
5_6	3.4	768.91	19.8	4477.78
6_7	3.85	870.68	23.65	5348.46
7_8	4.5	1017.68	28.15	6366.14
8_9	5.2	1175.98	33.35	7542.12
9_10	5.2	1175.98	38.55	8718.11
10_11	4.85	1096.83	43.4	9814.94
11_12	4.6	1040.29	48	10855.23
12_13	4.6	1040.29	52.6	11895.52
13_14	4.6	1040.29	57.2	12935.81
14_15	4.75	1074.22	61.95	14010.03
15_16	4.7	1062.91	66.65	15072.94
16_17	4.7	1062.91	71.35	16135.84
17_18	4.4	995.06	75.75	17130.91
18_19	4.4	995.06	80.15	18125.97
19_20	4.3	972.45	84.45	19098.42
20_21	4.3	972.45	88.75	20070.86
21_22	3.75	848.06	92.5	20918.93
22_23	3.75	848.06	96.25	21766.99
23_24	3.75	848.06	100	22615.06
Total		22615.06		274060.59

Tableau N° II-12 : Variation des débits horaires pour l'horizon 2020

Heures (h)	Consommation Q max .j =28705.49m ³ /j		la consommation cumulée (intégral)	
	%	m ³ /h	%	m ³ /h
0_1	3.35	961.63	3.35	961.63
1_2	3.25	932.93	6.6	1894.56
2_3	3.3	947.28	9.9	2841.84
3_4	3.2	918.58	13.1	3760.42
4_5	3.3	947.28	16.4	4707.70
5_6	3.4	975.99	19.8	5683.69
6_7	3.85	1105.16	23.65	6788.85
7_8	4.5	1291.75	28.15	8080.59
8_9	5.2	1492.69	33.35	9573.28
9_10	5.2	1492.69	38.55	11065.97
10_11	4.85	1392.22	43.4	12458.18
11_12	4.6	1320.45	48	13778.63
12_13	4.6	1320.45	52.6	15099.09
13_14	4.6	1320.45	57.2	16419.54
14_15	4.75	1363.51	61.95	17783.05
15_16	4.7	1349.16	66.65	19132.21
16_17	4.7	1349.16	71.35	20481.37
17_18	4.4	1263.04	75.75	21744.41
18_19	4.4	1263.04	80.15	23007.45
19_20	4.3	1234.34	84.45	24241.78
20_21	4.3	1234.34	88.75	25476.12
21_22	3.75	1076.46	92.5	26552.58
22_23	3.75	1076.46	96.25	27629.03
23_24	3.75	1076.46	100	28705.49
Total		28705.49		347867.46

Tableau N° II-13 : Variation des débits horaires pour l'horizon 2025

Heures (h)	Consommation Q max .j =33012.83m ³ /j		la consommation cumulée (intégral)	
	%	m ³ /h	%	m ³ /h
0_1	3.35	1105.93	3.35	1105.93
1_2	3.25	1072.92	6.6	2178.85
2_3	3.3	1089.42	9.9	3268.27
3_4	3.2	1056.41	13.1	4324.68
4_5	3.3	1089.42	16.4	5414.10
5_6	3.4	1122.44	19.8	6536.54
6_7	3.85	1270.99	23.65	7807.53
7_8	4.5	1485.58	28.15	9293.11
8_9	5.2	1716.67	33.35	11009.78
9_10	5.2	1716.67	38.55	12726.45
10_11	4.85	1601.12	43.4	14327.57
11_12	4.6	1518.59	48	15846.16
12_13	4.6	1518.59	52.6	17364.75
13_14	4.6	1518.59	57.2	18883.34
14_15	4.75	1568.11	61.95	20451.45
15_16	4.7	1551.60	66.65	22003.05
16_17	4.7	1551.60	71.35	23554.65
17_18	4.4	1452.56	75.75	25007.22
18_19	4.4	1452.56	80.15	26459.78
19_20	4.3	1419.55	84.45	27879.33
20_21	4.3	1419.55	88.75	29298.89
21_22	3.75	1237.98	92.5	30536.87
22_23	3.75	1237.98	96.25	31774.85
23_24	3.75	1237.98	100	33012.83
Total		33012.83		400065.97

Tableau N° II-14 : Variation des débits horaires pour l'horizon 2030

Heures (h)	Consommation Q max .j =38006.22m ³ /j		la consommation cumulée (intégral)	
	%	m ³ /h	%	m ³ /h
0_1	3.35	1273.21	3.35	1273.21
1_2	3.25	1235.20	6.6	2508.41
2_3	3.3	1254.21	9.9	3762.62
3_4	3.2	1216.20	13.1	4978.81
4_5	3.3	1254.21	16.4	6233.02
5_6	3.4	1292.21	19.8	7525.23
6_7	3.85	1463.24	23.65	8988.47
7_8	4.5	1710.28	28.15	10698.75
8_9	5.2	1976.32	33.35	12675.07
9_10	5.2	1976.32	38.55	14651.40
10_11	4.85	1843.30	43.4	16494.70
11_12	4.6	1748.29	48	18242.98
12_13	4.6	1748.29	52.6	19991.27
13_14	4.6	1748.29	57.2	21739.56
14_15	4.75	1805.30	61.95	23544.85
15_16	4.7	1786.29	66.65	25331.14
16_17	4.7	1786.29	71.35	27117.44
17_18	4.4	1672.27	75.75	28789.71
18_19	4.4	1672.27	80.15	30461.98
19_20	4.3	1634.27	84.45	32096.25
20_21	4.3	1634.27	88.75	33730.52
21_22	3.75	1425.23	92.5	35155.75
22_23	3.75	1425.23	96.25	36580.99
23_24	3.75	1425.23	100	38006.22
Total		38006.22		460578.36

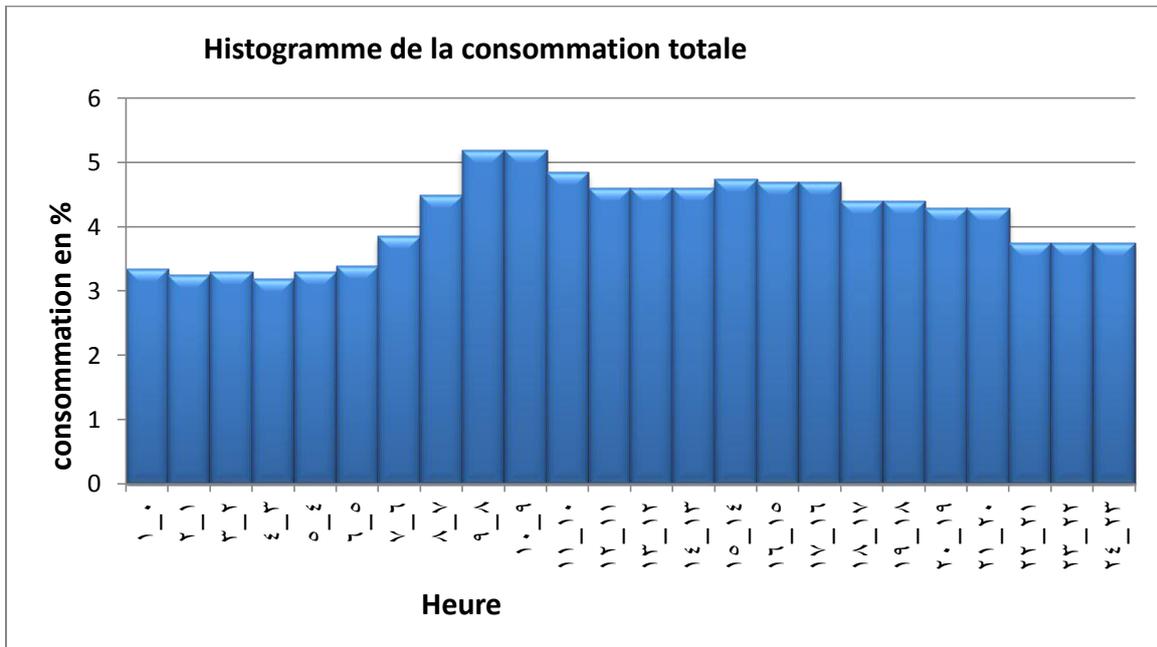


Figure II-1 : Histogramme de la consommation totale.

La figure précédente représente l’Histogramme de la consommation totale qui est caractérisé par les heures de pointe entre 8h et 10h.

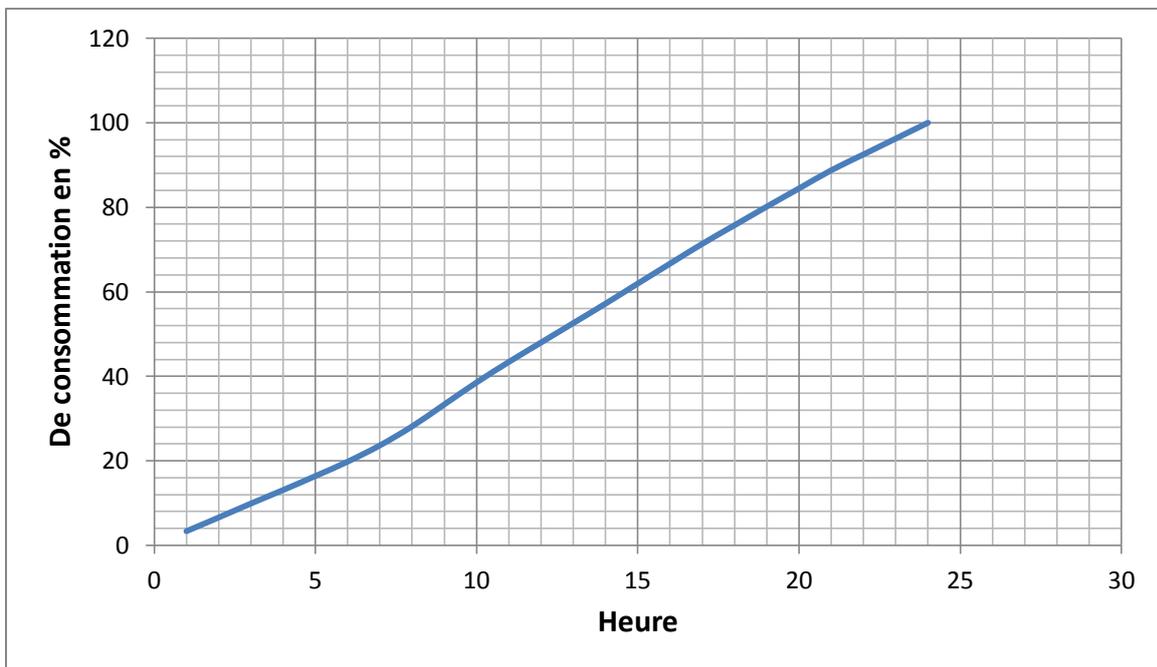


Figure II-2 : La courbe intégrale de la consommation totale.

II-5. Comparaison entre le débit des ressources et les besoins en eau :

Dans le but de connaître si notre débit des ressources existant satisfait les besoins calculés ou non, il faut comparer entre les besoins et ce débit disponible, et voir est ce qu'il y a un excès ou un déficit de débit.

Notre ville dispose des ressources donnant un débit actuel total de 340 l/s qui est équivalent à 29376 m³/j, on suppose comme hypothèse que le débit des ressources reste constant à l'horizon 2030.

Tableau II-15 : bilan Ressources disponible et besoin en eau :

Horizons	2012		2020		2025		2030	
Unite	m3/j	l/s	m3/j	l/s	m3/j	l/s	m3/j	l/s
Q total	22615.06	261.75	28705.49	332.25	33012.83	382.10	38006.22	439.89
Débit des ressources actuelles	29376.00	340.00	29376.00	340.00	29376.00	340.00	29376.00	340.00
bilan avant	6760.94	78.25	670.51	7.75	-3636.83	-42.10	-8630.22	-99.89
Débit des forages projetés	5702.40	66.00	5702.40	66.00	5702.40	66.00	5702.40	66.00
bilan après	12463.34	144.25	6372.91	73.75	2065.57	23.90	-2927.82	-33.89

Conclusion :

On peut constater que les ressources existantes ne peuvent pas satisfaire la totalité des besoins en eau potable de la ville d'El BAYADH, et on remarque que l'apport prévu à partir des forages d'El Hodna F1, F2 et ZB6 donnant un débit total de 66 l/s qui satisfait les besoins jusqu'à l'horizon 2027 et à l'horizon 2030 on a un déficit de 33.89l/s qui doit être satisfait par la mobilisation d'autres ressource.

Introduction :

L'adduction assure le transfert de l'eau entre le point de captage et le point d'accumulation. Dans la pratique ces points sont relativement éloignés l'un de l'autre, parfois ils peuvent se trouver à des distances considérables. Les ouvrages d'adduction sont généralement de grandes dimensions. Nous devons examiner toutes les conditions dans lesquelles devra être établie notre canalisation, tout d'abord du point de vue technique puis économique. Etant donné les deux aspects sont liés entre eux, et dans ce chapitre on va étudier notre tracé.

III-1.TYPES D'ADDITION :

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

- ✓ Adduction gravitaire
- ✓ Adduction par refoulement
- ✓ Adduction mixte.

III-1-1.Adduction gravitaire :

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

III-1-2. Adduction par refoulement :

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

III-1-3. Adduction mixte :

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

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

III-2.Type d'écoulement : [07]

On distingue deux types d'écoulement :

III-2-1.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-2-2.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-3.Etude de variante :**III-3-1. Principe du choix du tracé : [05]**

L'adduction principale suivra un tracé en parallèle avec les routes nationales et les chemins de wilaya selon les localités à traversées.

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

- Distance la plus courte entre deux points à desservir, mais utilisation préférentielle d'un tracé longeant une voie de circulation existante (éventuellement une piste).
- Eviter le passage par des points hauts nécessitant davantage le pompage.
- Condition, de poses à priori plus faciles en absence d'une topographie plus précise et de données géotechniques.
- Conditions d'accès aisées (travaux, entretien, surveillance).

➤ **Variante :**

Dans cette variante on va opter pour une adduction en refoulement.

Les caractéristiques des forages :

Tableau III-01 : Caractéristiques des forages.

forages	débits (l/s)	coordonnées par GPS 12XL		Niveau statique(m)	Niveau dynamique(m)
		latitude	longitude		
F1	30	N:33°33'47.4"	E:001°13'58.9"	60	80
F2	30	N:33°33'42.3"	E:001°14'52.3"	60	80
ZB6	6	N:33°34'53"	E:001°12'38.7"		85

Il s'agit de refouler les eaux des forages F1, F2 et ZB6 des cotes de terrains respectivement 771.8m, 759 m et 781.8m de notre champ captant Hodna directement vers la station de pompage (SP1) qui est implantée à une cote de 783m NGA, et cette dernière refoulé vers la deuxième station de pompage (SP2) qui est implantée à une cote de 905.5m NGA, et cette station de pompage refoulé directement vers un réservoir existe de Thenia de cote égale à 1000m . Ce tracé de l'adduction est suivant la route nationale RN47 .

Pour le tracé, on a proposé une seule variante pour la zone d'étude qui suit en général la route nationale RN47 de raison à éviter les terrains privé et les affluents, et cette variante seule qui répondra aux normes hydrauliques cités et ne présente pas des contraintes pendant la réalisation et celle la plus économique.

Le schéma de notre variante est représenté dans la figure qui suit :

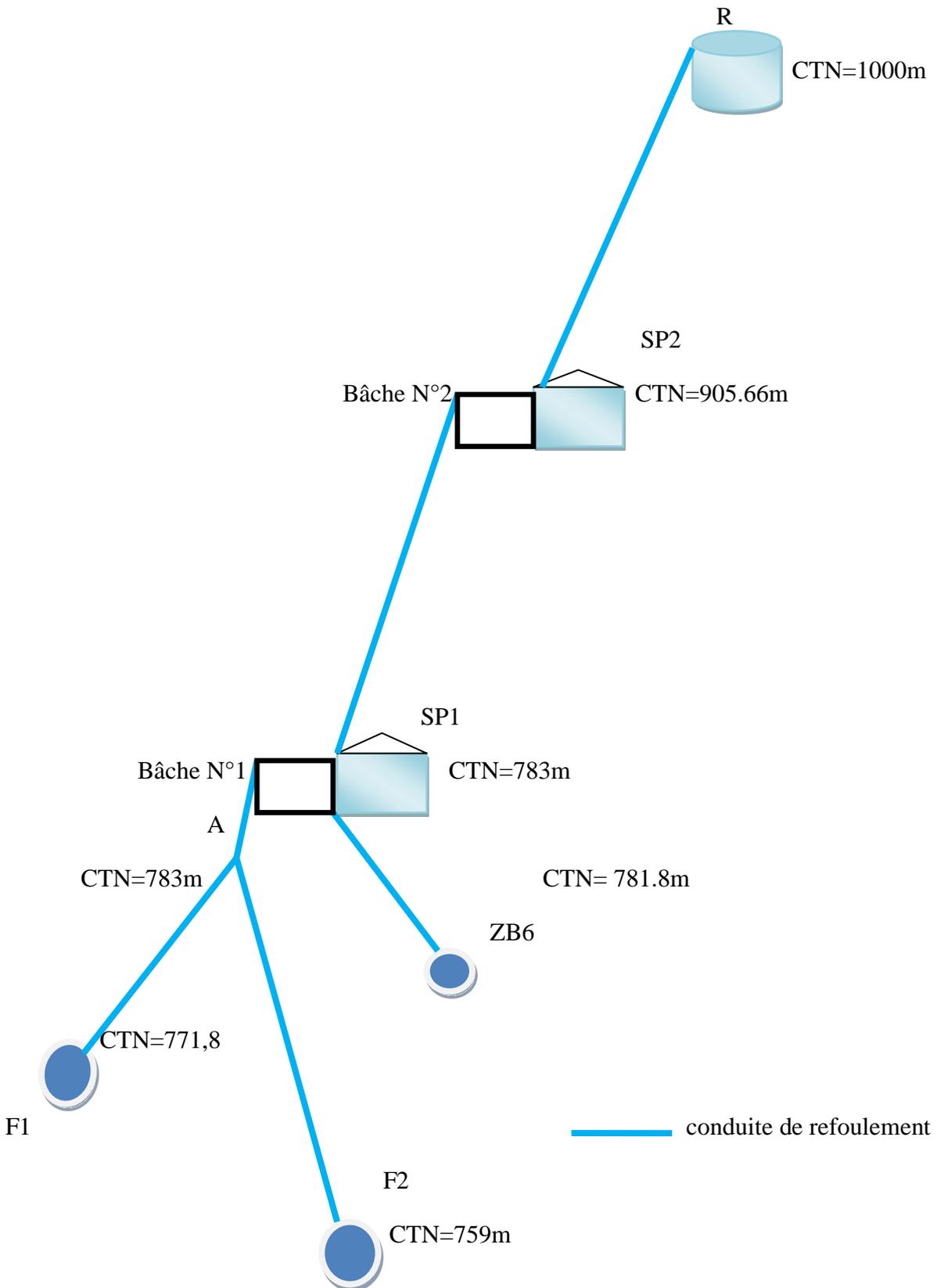


Figure III-1: schéma simplifié du réseau d'adduction.

III-3-2.Choix du matériau des conduites :

Les matériaux susceptibles d'être utilisés pour les conduites sont la fonte, l'acier, le PEHD et l'amiante de ciment.

- **Fonte :**

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

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

- **Acier :**

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

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

- **PEHD :**

Le PEHD est un matériau apte à prendre en charge de grandes pressions, il est in corrodable, son collage se fait par chauffage.

Ils nécessitent beaucoup de pièces spéciales ainsi son prix est acceptable par rapport à la longévité de la conduite.

- **Amiante Ciment :**

L'amiante ciment reste déconseillé pour l'alimentation en eaux potables. Il nécessite beaucoup de pièces spéciales dont la disponibilité reste aléatoire

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

-Sur le plan technique :

Résistance aux attaques chimiques, aux pressions et à la résistance des charges mobiles ;
Adaptation aux terrains de pose ; Bonne étanchéité ; Facilité d'entretien et de mise en service.

-Sur le plan économique :

Du prix de la fourniture et du transport ; De leur disponibilité sur le marché local.

Remarque : Dans notre cas, nous optons pour des conduites PEHD pour les tronçons du projet où la pression est supportable par la quelle, Les tubes PEHD trouvent actuellement de plus en plus d'application dans les diamètres moyens grâce à ses qualités spécifiques:

- possibilité d'utilisation en grande longueur (couronnes ou tourets),
- largeur de fouille réduite,
- possibilité de pose mécanisée (trancheuse, etc.),
- possibilité de passer dans des conduites existantes,
- sécurité accrue face aux vibrations et aux tassements différentiels,
- moins d'assemblages,
- possibilité de passage en rivières, en lacs,
- bonne résistance aux chocs même par temps froid.

-supporte des pressions de service atteignant 20 bars.

III-4. Etude technico-économique de l'adduction:

La topographie de notre zone d'étude impose une adduction par refoulement. L'étude du dimensionnement consiste à déterminer le diamètre optimal en se basant sur les frais d'exploitation et les frais d'amortissement de la conduite qui augmente avec l'augmentation du diamètre.

III-5. Calcul des diamètres économiques des conduites de refoulements :

Actuellement, les diamètres économiques des conduites de refoulement sont déterminés par une des relations suivantes :

1. Formule de BRESSE

$$D_{\text{éco}} = 1,5 \times \sqrt{Q}; \quad Q[\text{m}^3/\text{s}] \quad D[\text{m}] \quad (\text{III-1})$$

2. Formule de BONNIN

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

3. Formule de MUNIER

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

Avec :

n : nombre d'heures de pompage.

Q: débit en m³/s.

4. Formule de VUIBERT (en 1948, pour les conduites en fonte)

$$D_{\text{éco}} = 1,35 \times (e/f)^{0,154} \times Q^{0,46} \quad (\text{pompage de 10h/24h}) \quad (\text{III-4})$$

$$D_{\text{éco}} = 1,547 (e/f)^{0,154} Q^{0,46} \quad (\text{pompage continue}) \quad (\text{III-5})$$

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

e: prix du kWh d'énergie ;

f : prix de 1kg de fonte en DA ;

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

La formule de BRESSE n'est valable que pour les petits projets (longueur des conduites ≤ 1 Km). Puisque ces deux formules (BRESSE, BONNIN) ne prennent que le débit et un coefficient économique (1,5 ou 1) comme paramètres influant sur le diamètre.

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

5. Autre méthode de détermination du diamètre économique :

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

conduite et d'autre part, les frais d'exploitations et on pourra tracer donc une courbe d'optimisation.

III-5-1. Calcul des pertes de charge :

III-5-1-1. Pertes de charge linéaires :

Les pertes de charge sont des pertes d'énergie hydraulique essentiellement dues à la viscosité de l'eau et au frottement de celle-ci contre les parois.

Elles ont pour conséquence :

- une chute de pression globale au bas d'un réseau gravitaire,
- une dépense d'énergie supplémentaire de pompage en refoulement.

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

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

La formule universelle de Darcy Wesbach donne :

$$\Delta H_l = I * L = \lambda \frac{L V^2}{D 2g} \quad (\text{III-6})$$

Sachant que la formule de la continuité nous donne Q=V*S

$$\text{Alors : } \Delta H_l = \frac{8\lambda L}{\Pi^2 D^5} \frac{Q^2}{g} \quad (\text{III-7})$$

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

ΔH_l : Pertes de charge linéaires en (m)

I: gradient hydraulique en (m/m)

Q : débit m³/s

La détermination de λ a été affinée par les chercheurs successifs et la valeur la plus communément donnée est celle de **Colebrook** :

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \lg \left(\frac{k}{3.7D} + \frac{2.52}{Re\sqrt{\lambda}} \right) \quad (\text{III-8})$$

Avec : Re : nombre de Reynolds = $\frac{VD}{\nu}$

k : paramètre lié à la rugosité de la paroi.

ν : viscosité cinématique.

Une autre étude a été faite par M^r **Nikuradsé** pour la détermination de λ , dont la formule de calcul est comme suit :

$$\lambda = (1,14 - 0,86Ln \frac{K_s}{D})^{-2} \quad (\text{III-9})$$

Avec : K_s est La rugosité absolue, qui est déterminée en mesurant l'épaisseur de rugosité des parois du tuyau.

$$K_s = K_0 + \alpha T \quad (\text{III-10})$$

K_0 : rugosité absolue des tuyaux neufs, égale à 0,0015 mm.

α : vieillissement déterminé à partir de l'abaque de « PETER-LAMONT»

$\alpha = 0,027$ mm/an

T: temps de service, T=30 ans.

Alors, $K_s = 0,002 + 0,027 * 30 = 0.812$ mm.

III-5-1-2. Pertes de charge singulières

Les pertes de charge singulières sont provoquées par des changements plus ou moins brusques dans la géométrie de la conduite, elles sont occasionnées par les singularités des différents accessoires de la conduite (Coude, vannes, clapets,.....) Pour le dimensionnement des adductions hydrauliquement longues les singularités sont estimées entre 5% et 10 % des pertes de charge linéaires.

Pour le notre cas on prendra $\Delta H_s = 0,10 * \Delta H_l$ (III-11)

III-5-2. Hauteur manométrique totale :

La HMT d'une pompe est la différence de pression en mètre colonne de liquide (mcl) entre les orifices d'aspiration et de refoulement, (hauteur géométrique d'élévation totale) y compris la pression nécessaire pour vaincre les pertes de charge dans les conduites d'aspiration et de refoulement (J_{asp} , J_{ref}).

$$Hmt = H_{geom.tot} + J_{asp} + J_{ref} \quad (\text{III-12})$$

III-5-3. Puissance absorbée par la pompe :

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

$$P = \frac{g * Q * HMT}{\eta} \quad (\text{III-13})$$

Avec : η : rendement de la pompe en (%)

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

g: pesanteur (9.81 m/s²)

III-5-4. Energie consommée par la pompe :

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

Avec : t: c'est le temps de pompage par jour en (heure); dans notre cas t =22h

P: puissance de la pompe en (kW)

III-5-5. Frais d'exploitation

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

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

Avec :E: énergie consommée par la pompe en (KwH))

e: prix unitaire d'un KwH imposé par la SONELGAZ.

Tableau III-02: Variation journalière des tarifs de l'énergie.

Périodes	Horaires	Nombre d'heure	Prix du KWh d'énergie
		(H)	(DA)
Heures pleines	06h-17h	11	1,615
Heures de pointes	17h-21h	4	7,267
Heures creuses	21h-06h	9	0,853

$$\text{Donc : } e = \frac{1,615 * 11 + 7,267 * 4 + 0,853 * 9}{24} \Rightarrow e = 2,27\text{DA}$$

III-5-6. Frais d'amortissement :

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

$$F_{am} = P_{rc} * A \text{ [DA]} \quad (\text{III-16})$$

Avec :P_{rc}: prix de la conduite en (DA) (voir l'annexe I)

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

$$A = \frac{i}{(i+1)^n - 1} + i \quad (\text{III-17})$$

Avec :i: Taux d'annuité annuel, i = 8%

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

$$A = \frac{0,08}{(0,08 + 1)^{30} - 1} + 0,08 = 0,089 = 8,9 \%$$

III-5-7. Les longueurs des différents tronçons :

Les longueurs sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau III-03 : Les longueurs des différents tronçons et les débits qui véhiculent.

Tronçon	L(m)	Q (l/s)
F1-A	2922	30
F2-A	4171	30
A-SP1	20	60
ZB6-SP1	141	6
SP1-SP2	8229	72
SP2-R	5596	72

- **Tronçon:(F1– A)**

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

$$L = 2922\text{m}$$

$$H_g = 14.21 \text{ m}$$

Avant de commencer le calcul économique on calcule le diamètre par la formule de

Bonnin :

$$D = \sqrt{Q}$$

Donc :

$$D = \sqrt{0.03} = 0.173\text{m}$$

Les différents calculs, pour la détermination de diamètre économique sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau III-4: Calcul de la HMT de F1.

Diamètre en (mm)	V (m/s)	Re	λ	j (m/m)	L (m)	H (m)	HT(m)	hg	HMT (m)
160	1.49	238854	0.03095	0.022	2922	64.21	70.63	14.21	167.03
200	0.96	191083	0.02897	0.007	2922	19.69	21.66	14.21	118.06
250	0.61	152866	0.02716	0.002	2922	6.05	6.66	14.21	103.06
315	0.39	121322	0.02547	0.001	2922	1.79	1.96	14.21	98.36
400	0.24	95541	0.02388	0.000	2922	0.51	0.56	14.21	96.96

Tableau III-5: Calcul de frais d'exploitation.

Diamètre en (mm)	P (K Watt)	E (KWh)	Fexplo (DA)
160	62.70	457699.05	1038976.83
200	43.98	321052.70	728789.62
250	38.25	279193.11	633768.36
315	36.45	266106.61	604062.01
400	35.92	262181.34	595151.64

Tableau III-6: Calcul des frais d'amortissement.

Diamètre en (mm)	Prix de ml (DA)	L (m)	Prix total (DA)	F amort (DA)
160	1825	2922	5333234.4	474658
200	2892	2922	8451125.28	752150
250	4464	2922	13042493.1	1160782
315	6845	2922	19999629	1779967
400	10904	2922	31862656.8	2835776

Tableau III-7: Bilan des frais d'exploitation et d'investissement.

Diamètre en (mm)	F _{investissement} (DA)	F _{explo} (DA)	Bilan(DA)
160	474658	1038976.83	1513635
200	752150	728789.62	1480940
250	1160782	633768.35	1794550
315	1779967	604062.01	2384029
400	2835776	595151.63	3430928

Les résultats de ce tableau sont représentés dans la figure suivante :

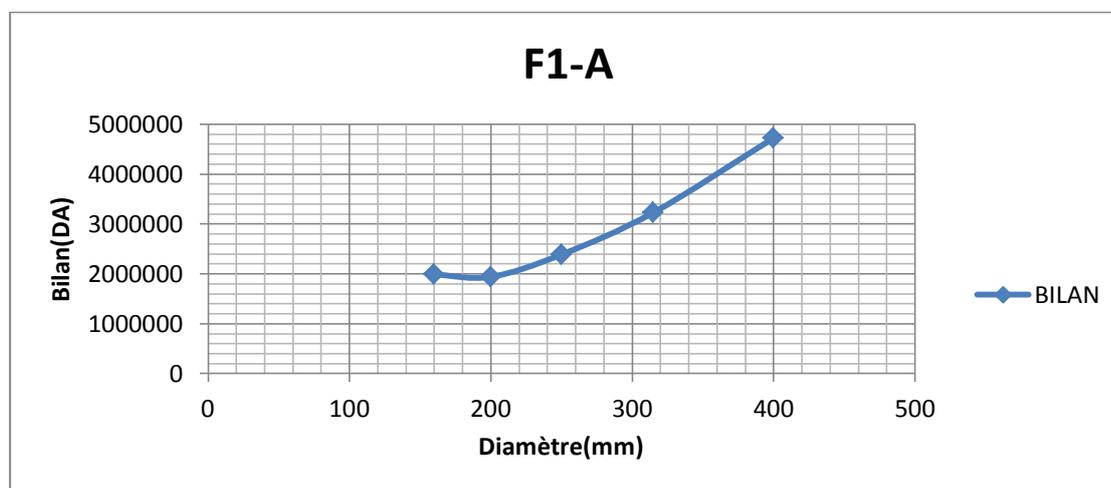


Figure III-2: Bilan des frais d'investissement et d'exploitation F1-A.

Selon la combinaison des frais d'investissement et d'exploitation le diamètre économique du tronçon de refoulement (F1-A) est : $D=200\text{mm}$ avec une vitesse d'écoulement de $V=0.96\text{ m/s}$.

- **Tronçon:(F2– A)**

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

$$L = 4171\text{ m}$$

$$H_g = 26.77\text{ m}$$

Avant de commencer le calcul économique on calcule le diamètre par la formule de Bonnin :

$$D = \sqrt{Q}$$

$$D = \sqrt{0.03} = 0.173\text{m}$$

Donc :

Les différents calculs, pour la détermination de diamètre économique sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau III-8: Calcul de la HMT de F2.

Diamètre en (mm)	V (m/s)	Re	λ	j (m/m)	L (m)	H (m)	HT(m)	hg	HMT (m)
160	1.49	238854	0.03095	0.022	4171	91.66	100.82	26.77	210.02
200	0.96	191083	0.02897	0.007	4171	28.10	30.92	26.77	140.12
250	0.61	152866	0.02716	0.002	4171	8.64	9.50	26.77	118.7
315	0.39	121322	0.02547	0.001	4171	2.55	2.80	26.77	112
400	0.24	95541	0.02388	0.000	4171	0.72	0.80	26.77	110

Tableau III-9: Calcul de frais d'exploitation de F2.

Diamètre en (mm)	P (K Watt)	E (KWh)	Fexplo (DA)
160	79.04	576981.69	1309748
200	52.32	381926.28	866973
250	44.13	322173.94	731335
315	41.57	303493.66	688931
400	40.81	297890.54	676212

Tableau III-10: Calcul des frais d'amortissement de F2.

Diamètre en (mm)	Prix de ml (DA)	L (m)	Prix total (DA)	Famort (DA)
160	1825	4171	7612909.2	677549
200	2892	4171	12063533.04	1073654
250	4464	4171	18617467.05	1656955
315	6845	4171	28548409.5	2540808
400	10904	4171	45482252.4	4047920

Tableau III-11: Bilan des frais d'exploitation et d'investissement de F2.

Diamètre en (mm)	F _{investissement} (DA)	F _{exploit} (DA)	Bilan(DA)
160	677549	1309748.44	1987297
200	1073654	866972.65	1940627
250	1656955	731334.83	2388289
315	2540808	688930.6	3229739
400	4047920	676211.52	4724132

Les résultats de ce tableau sont représentés dans la figure suivante :

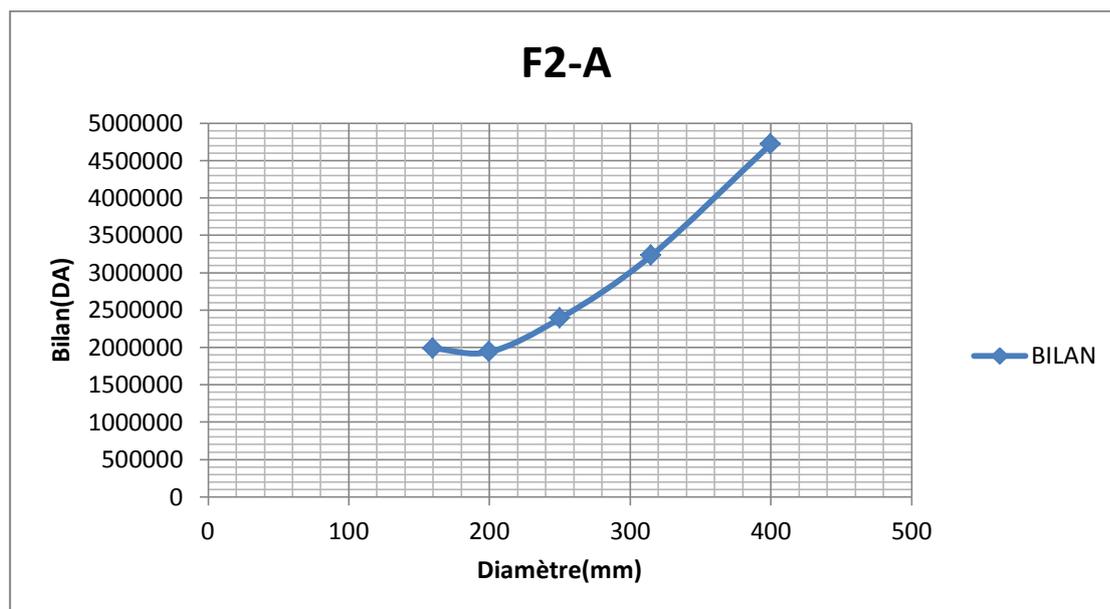


Figure III-3: Bilan des frais d'investissement et d'exploitation F2-A.

Selon la combinaison des frais d'investissement et d'exploitation le diamètre économique du tronçon de refoulement (F2-A) est : D=200mm avec une vitesse d'écoulement de V=0.96 m/s.

- **Tronçon:(A-SP1)**

$$Q = 0.06 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$L = 20\text{m}$$

$$H_g = 0.5 \text{ m}$$

On calcule le diamètre économique de ce tronçon par la formule de BONNIN :

$$D = \sqrt{Q}$$

Donc :

$$D = \sqrt{0.06} = 0.245\text{m}$$

On va calculer les différentes vitesses des diamètres normalisés :

Tableau III-12. Les vitesses des diamètres normalisés :

DN(mm)	Q(m ³ /s)	V(m/s)
200	0.06	1.91
250	0.06	1.22
315	0.06	0.77
400	0.06	0.48

Nous préconisons le diamètre D=250mm qui donne une vitesse de V=1.22m/s.

- **Tronçon:(ZB6-SP1)**

$$Q = 0.006 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$L = 141\text{m}$$

$$H_g = 4.28\text{m}$$

On calcule le diamètre économique de ce tronçon par la formule de BONNIN :

$$D = \sqrt{Q}$$

Donc :

$$D = \sqrt{0.006} = 0.077\text{m}$$

On va calculer les différentes vitesses des diamètres normalisés :

Tableau III-13: les vitesses des diamètres normalisés :

DN(mm)	Q(m ³ /s)	V(m/s)
90	0.006	0.94
110	0.006	0.63
125	0.006	0.49
150	0.006	0.34

Nous préconisons le diamètre D=90mm qui donne une vitesse de V=0.94m/s.

- **Tronçon:(SP1-SP2)**

$$Q = 0.072 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$L = 8229 \text{ m}$$

$$H_g = 122.65 \text{ m}$$

Avant de commencer le calcul économique on calcule le diamètre par la formule de

Bonnin :

$$D = \sqrt[3]{Q}$$

Donc :

$$D = \sqrt[3]{0.072} = 0.268 \text{ m}$$

Les différents calculs, pour la détermination de diamètre économique sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau III-14: Calcul de la HMT de SP1.

Diamètre en (m)	V (m/s)	Re	λ	j (m/m)	L (m)	ΔH (m)	ΔH_T (m)	hg	HMT (m)
200	2.29	458599	0.02897	0.039	8229	319.383	351.321	122.65	476.17
250	1.47	366879	0.02716	0.012	8229	98.140	107.954	122.65	232.80
300	0.92	291174	0.02547	0.004	8229	28.973	31.871	122.65	156.72
350	0.57	229299	0.02388	0.001	8229	8.227	9.049	122.65	133.90

Tableau III-15: Calcul de frais d'exploitation de SP1.

Diamètre en (mm)	P (K Watt)	E (KWh)	Fexplo (DA)
200	410.16	3293565.23	7476393
250	200.53	1610251.40	3655271
315	134.99	1083999.71	2460679
400	115.34	926151.35	2102364

Tableau III-16: Calcul des frais d'amortissement.

Diamètre en (mm)	Prix de ml (DA)	L (m)	Prix total (DA)	Famort (DA)
200	2892.24	8229	23800242.96	2118222
250	4463.55	8229	36730552.95	3269019
315	6844.5	8229	56323390.5	5012782
400	10904.4	8229	89732307.6	7986175

Tableau III-17: Bilan des frais d'exploitation et d'investissement.

Diamètre en (mm)	F investissement (DA)	Fexplo(DA)	Bilan(DA)
200	2118221.62	7476393.08	9594615
250	3269019.21	3655270.67	6924290
315	5012781.75	2460679.34	7473461
400	7986175.38	2102363.57	10088539

Les résultats de ce tableau sont représentés dans la figure suivante :

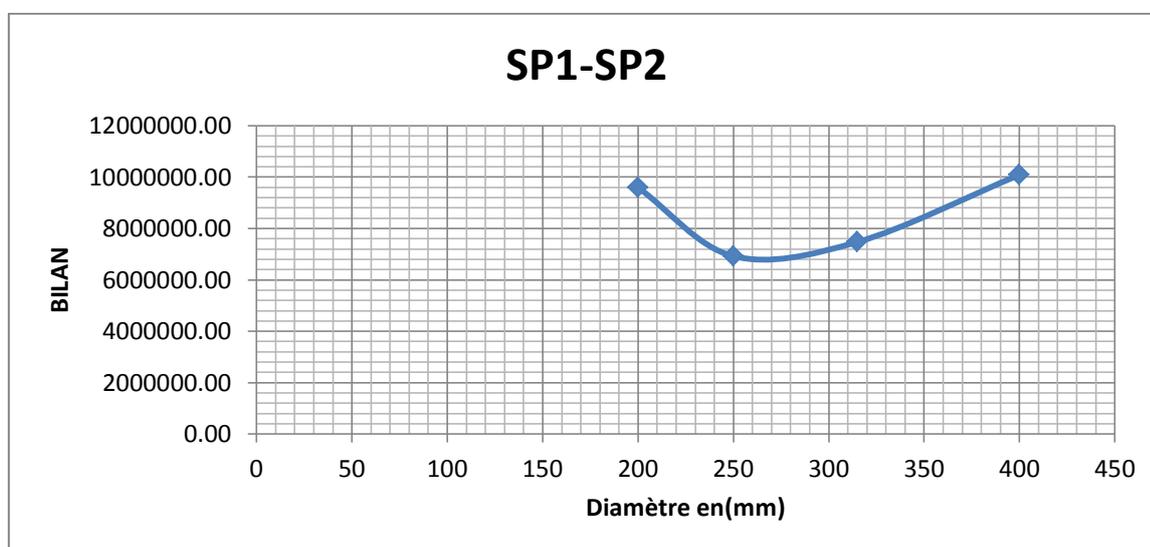


Figure III-4: Bilan des frais d'investissement et d'exploitation SP1-SP2.

Selon la combinaison des frais d'investissement et d'exploitation le diamètre économique du tronçon de refoulement (SP1-SP2) est : $D=250\text{mm}$ avec une vitesse d'écoulement de $V=1.47\text{ m/s}$.

- **Tronçon:(SP2-R)**

$$Q = 0.072\text{m}^3/\text{s}$$

$$L = 5596\text{m}$$

$$H_g = 127.74\text{ m}$$

Avant de commencer le calcul économique on calcule le diamètre par la formule de Bonnin :

$$D = \sqrt{Q}$$

Donc :

$$D = \sqrt{0.072} = 0.268\text{m}$$

Les différents calculs, pour la détermination de diamètre économique sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau III-18: Calcul de la HMT de SP2.

Diamètre en (m)	V (m/s)	Re	λ	j (m/m)	L (m)	H (m)	HT(m)	hg	HMT (m)
200	2.29	458599	0.02897	0.039	5596	217.19	238.91	127.74	366.65
250	1.47	366879	0.02716	0.012	5596	66.74	73.41	127.74	201.15
315	0.92	291174	0.02547	0.004	5596	19.70	21.67	127.74	149.41
400	0.57	229299	0.02388	0.001	5596	5.59	6.15	127.74	133.89

Tableau III-19: Calcul de frais d'exploitation de SP2.

Diamètre en (mm)	P (K Watt)	E (KWh)	Fexplo (DA)
200	315.82	2536035.21	5756800
250	173.27	1391324.52	3158307
315	128.70	1033455.47	2345944
400	115.33	926113.216	2102277

Tableau III-20: Calcul des frais d'amortissement de SP2.

Diamètre en (mm)	Prix de ml (DA)	L (m)	Prix total (DA)	Famort (DA)
200	2892.24	5596	16184975.04	1440463
250	4463.55	5596	24978025.8	2223044
315	6844.5	5596	38301822	3408862
400	10904.4	5596	61021022.4	5430871

Tableau III-21: Bilan des frais d'exploitation et d'investissement de SP2.

Diamètre en (mm)	Finvestissement (DA)	Fexploit(DA)	Bilan(DA)
200	1440463	5756799.92	7197263
250	2223044	3158306.67	5381351
315	3408862	2345943.91	5754806
400	5430871	2102277	7533148

Les résultats de ce tableau sont représentés dans la figure suivante :

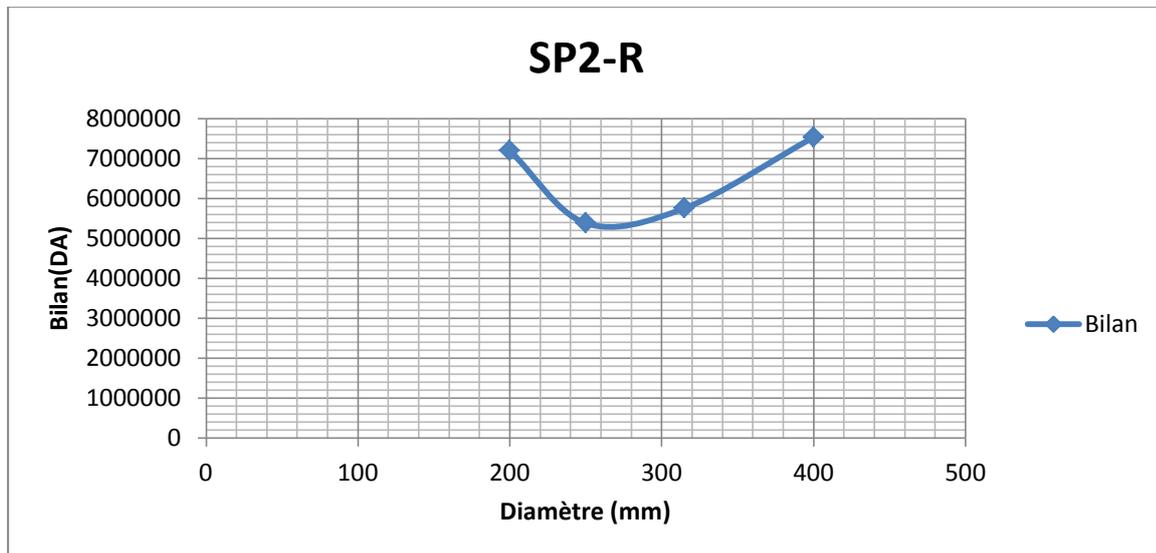


Figure III-5: Bilan des frais d'investissement et d'exploitation SP2-R

Selon la combinaison des frais d'investissement et d'exploitation le diamètre économique du tronçon de refoulement (SP1-R) est : $D=250\text{mm}$ avec une vitesse d'écoulement de $V=1.47\text{ m/s}$.

Conclusion :

Dans ce chapitre on a étudié une seule variante qui contient trois forages et deux stations de pompes, et les diamètres sont économiques et qui sont vérifiés la vitesse admissible.

Tableau IV-01: La fiche technique SP-01.

N°	Désignation	Unité	Quantité	Destination
01	<u>Station de pompage</u>			type d'installation est en aspiration
02	<u>Quantité d'eau à élevée</u>	m ³ /h	237 .6	
03	<u>Type de pompage</u> - Nombre de pompes - Débit d'une pompe - H _{mt} . Puissance absorbée - (NPSH) _r - η _p - Vitesse de rotation	 l/s mce Kwh m tr/min	 03 24 232.8 76.4 3.72 75.5 2900	CAPRARI PM80/5 A
04	<u>Caractéristiques du réseau</u> -Longueur d'aspiration -Diamètre d'aspiration -Longueur de refoulement -Diamètre de refoulement -Type de matériau <u>Nombre de collecteurs :</u> - D'aspiration - De refoulement	 m mm m mm PEHD Acier PEHD	 6 100 8229 250 03 01	<u>Aspiration :</u> Assurer l'arrivée des eaux à la pompe <u>Refoulement :</u> Assurer l'arrivée de l'eau aux réservoirs de stockage.
06	<u>Bâtiment :</u> - Type - Longueur - Hauteur - Largeur	 m m m	 17 6 5.5	Type surface.
07	<u>Dimensions de la bache d'eau</u> - Longueur - Largeur - Volume	 m m m ³	 5 5 100	

Tableau IV-02. La fiche technique SP-02.

N°	Désignation	Unité	Quantité	Destination
01	<u>Station de pompage</u>			type d'installation est en charge
02	<u>Quantité d'eau à élevée</u>	m ³ /h	237.6	
03	<u>Type de pompage</u> - Nombre de pompes - Débit d'une pompe - H _{mt} - Puissance absorbée - (NPSH) _r - η _p - Vitesse de rotation	 l/s mce Kwh m tr/min	 02 36 201.15 99.8 4.12 77.4 2900	CAPRARI PM100/3 A
04	<u>Caractéristiques du réseau</u> -Longueur d'aspiration -Diamètre d'aspiration -Longueur de refoulement -Diamètre de refoulement -Type de matériau <u>Nombre de collecteurs :</u> - D'aspiration - De refoulement	 m mm m mm PEHD Acier PEHD	 06 125 5596 250 02 01	<u>Aspiration :</u> Assurer l'arrivée des eaux à la pompe <u>Refoulement :</u> Assurer l'arrivée de l'eau aux réservoirs de stockage.
06	<u>Bâtiment :</u> - Type - Longueur - Hauteur - Largeur	 m m m	 15.5 06 5	Type surface.
07	<u>Dimensions de la bache d'eau</u> - Longueur - Largeur - Volume	 m m m ³	 10 05 150	

Introduction :

Ce présent chapitre a pour but, la détermination du type de pompe, adapté à l'usage de notre projet et le dimensionnement de tous les équipements nécessaire de la station de pompage.

IV-1.Choix du type de pompe :

Les critères de choix du type de pompe sont :

- Assurer le débit appelé Q_{app} et la hauteur HMT avec le 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 **CAPRARI**, 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.

IV-2. Couplage des pompes :

On distingue deux types de couplage des pompes :

- Le couplage en série : ce type de couplage est utilisé en vue de l'augmentation de la hauteur d'élévation des pompes.
- Le couplage en parallèle : ce type de couplage est utilisé en vue de l'augmentation du débit refoulé par les pompes.

IV-3. 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.

Choix de nombre de pompe secours.

D'après le choix du nombre de pompe, on détermine le nombre de pompe secours Si :

- Nombre de pompe $1 < n < 4$ —→ une pompe de secoure.
- Nombre de pompe $4 < n < 6$ —→ 2 pompes de secours.
- Nombre de pompe $6 < n$ —→ 3 pompes de secours.

IV-3-1.La 1^{ère} station de pompage :

Dans notre projet la station de pompage SP1 doit refouler un débit de 5702.4m³/j pendant 22heures donc un débit horaire de 259.2m³/h sur une hauteur de 232.8 m (La HMT déjà calculée au chapitre III des adductions).

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

Tableau IV-03.Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre.

n	Qappelé (m ³ /h)	HMT (m)	type de pompe	η (%)	vitesse (tr/min)	Nbre d'étage	Pabs(Kwh)	(NPSH) _r (m)
1	259.2	232.8	PM125/3C	76.4	2900	3	223	6.32
2	129.6	232.8	PM100/4B	77.6	2900	4	116	4.1
3	86.4	232.8	PM80/5 A	75.5	2900	5	76.4	3.72
4	64.8	232.8	PM80/ 7D	73.4	2900	7	60.8	2.9
5	51.84	232.8	HMU50-2/6A	72.1	2900	6	46	2.42

A partir du tableau (IV-3) on déduit que la variante de deux (03) pompes est la meilleure du point de vue rendement, puissance absorbée min et le nombre des pompes en parallèles.

On opte pour un nombre de pompe de trois (03) en plus d'une (01) pompe de secours. Ces quatre (04) pompes sont identiques de type PM80/5 A.

IV-3-2.Courbes caractéristiques des pompes :

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

[H-Q] , [Pabs - Q] , [η - Q] , [(NPSH)_r - Q]

Les courbes caractéristiques de la pompe **PM 80/5A** sont représentées dans la figure IV-1:

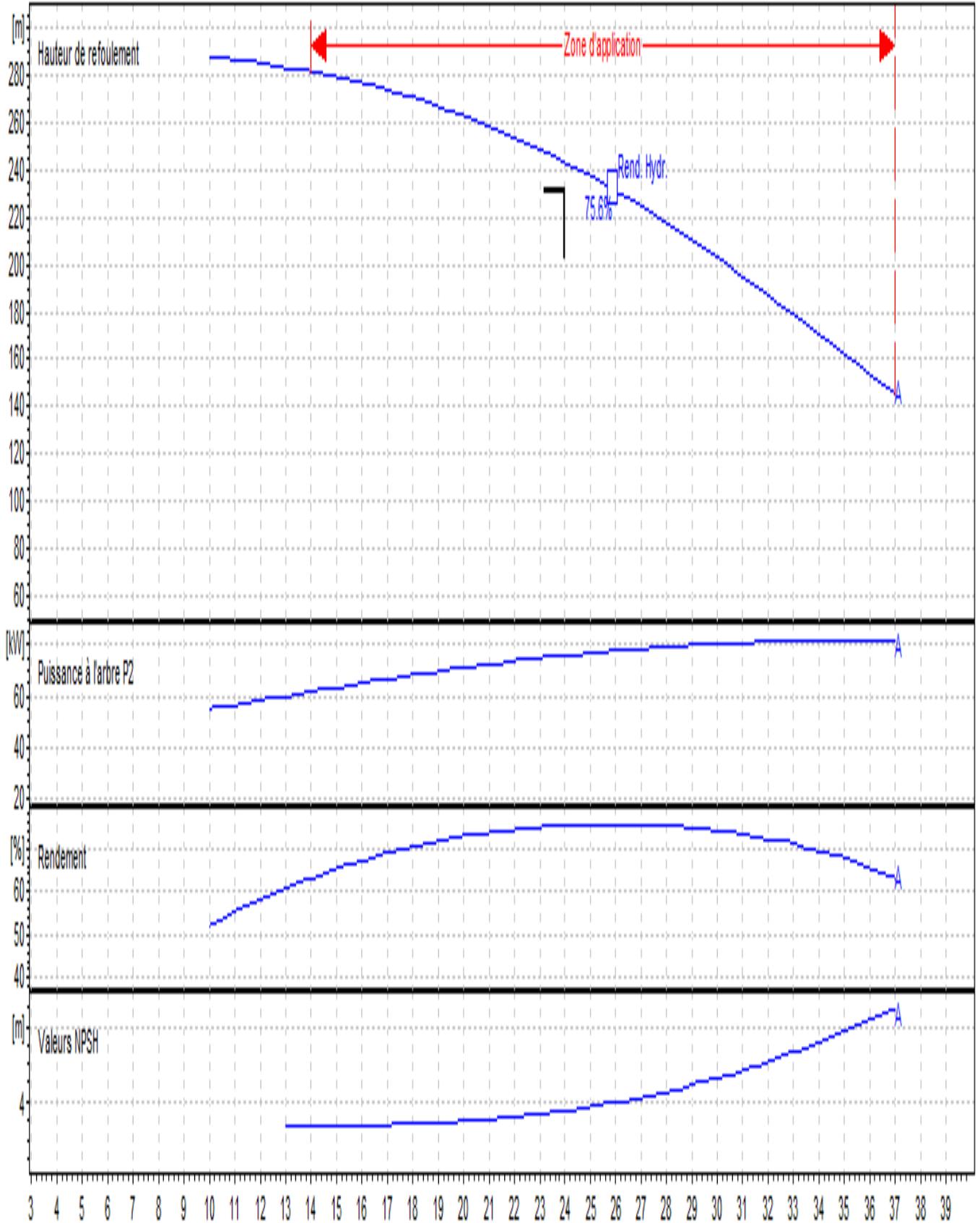


Figure IV.1 : Les courbes caractéristiques de la pompe SP1.

IV-3-3. Encombrement de la pompe :

L'encombrement de la pompe est représenté d'après le catalogue de Caprari dans la figure IV-2 :

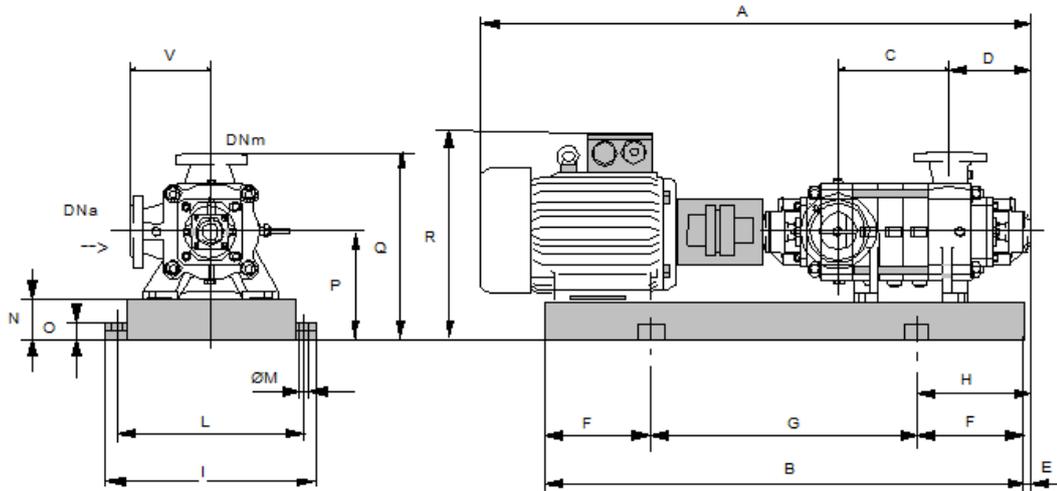


Figure IV-2. Encombrement de la pompe Caprari PM80/5A.

- A=1994 B=1667 C=380 D=274 DNa=100 DNm=80
- E=185 F=300 G=1067 H=485 I=670 L=620
- M=20 N=140 O=45 P=420 Q=665 R=836
- V=245.

IV-3-4. La 2^{ème} station de pompage :

Nous avons besoin de refouler un débit de 259.2m³/h sur une hauteur manométrique total de 201.15 m (La H_{mt} déjà calculée au chapitre (III) des adductions).

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

Tableau IV-04. Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre :

n	Qappelé (m ³ /h)	HMT (m)	type de pompe	η (%)	vitesse (tr/min)	Nbre d'étage	Pabs(Kwh)	(NPSH) _r (m)
1	259.2	201.15	PM 125/3D	75.7	2900	3	198	6.41
2	129.6	201.15	PM100/3 A	77.4	2900	3	99.8	4.12
3	86.4	201.15	PM80/5 B	75.2	2900	5	63.5	3.62
4	64.8	201.15	PM80/6D	73.4	2900	6	52.1	2.9
5	51.84	201.15	HVU 50/5N+60	72.8	2900		38.7	3.3

A partir du tableau (IV-4) on déduit que la variante de deux (02) pompes est la meilleure du point de vue rendement, puissance absorbée et nombre de pompes en parallèle.

On opte pour un nombre de pompe de deux (02) en plus d'une (01) pompe de secours. Ces trois (03) pompes sont identiques de type **PM 100 /3 A**.

IV-3-5. Courbes caractéristiques des pompes :

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

[H-Q] , [Pabs - Q] , [η - Q] , [(NPSH)_r - Q]

Les courbes caractéristiques de la pompe **PM 100/3A** sont représentées dans la figure IV-3:

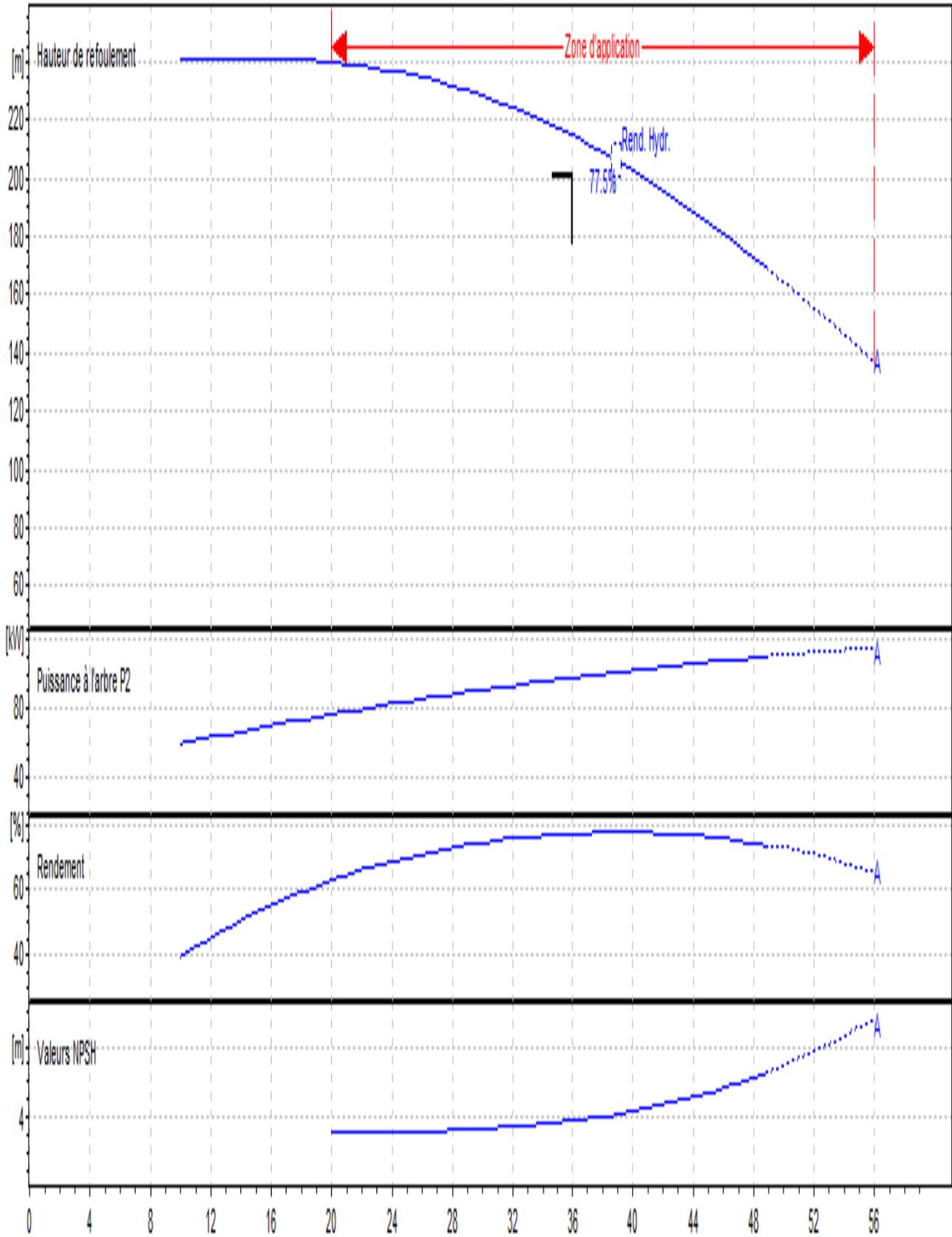


Figure IV.3 : Les courbes caractéristiques de la pompe SP2.

IV-3-6. Encombrement de la pompe :

L'encombrement de la pompe est représenté d'après le catalogue de Caprari dans la figure IV-4 :

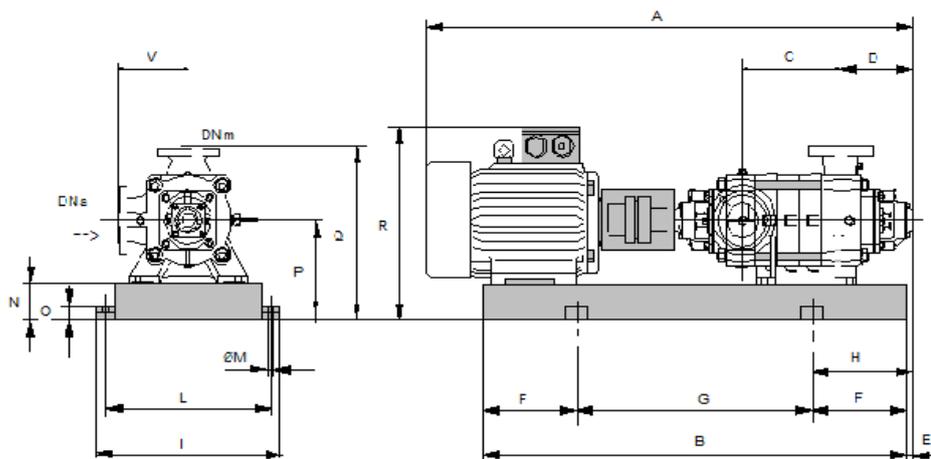


Figure IV-4. Encombrement de la pompe Caprari PM100/3A.

A=2115 B=1593 C=245 D=293 DNa=125 DNm=100
 E=190 F=250 G=1093 H=440 I=760 L=710
 M=22 N=160 O=50 P=475 Q=745 R=915
 V=270.

IV-3-7. Partie de Refoulement : les forages du Champ de captage – Bâche reprise N°1 :

Les Hauteurs Manométriques Totales des forages sont calculées dans le chapitre (III),
 On a opté pour le choix des pompes immergées de marque CAPRRARI :

Tableau IV-5. Caractéristiques des pompes des forages .

Forage	Débit (m3/S)	Hg(m)	HMT (m)	TYPE DE POMPE	n%	P(KW/h)	N(tr/min)	FR(HZ)
F1	0,03	14.21	118.06	E9S55/6A+MC870	79	46.4	2900	50
F2	0,03	26.77	140.12	E9S55/7I+MC880	78.8	52.6	2900	50
ZB6	0.006	4.3	87.21	E6X40-6/16+MC612	63.4	8.34	2900	50

Les courbes caractéristiques des pompes immergées des forages sont représentées dans les figures suivantes :

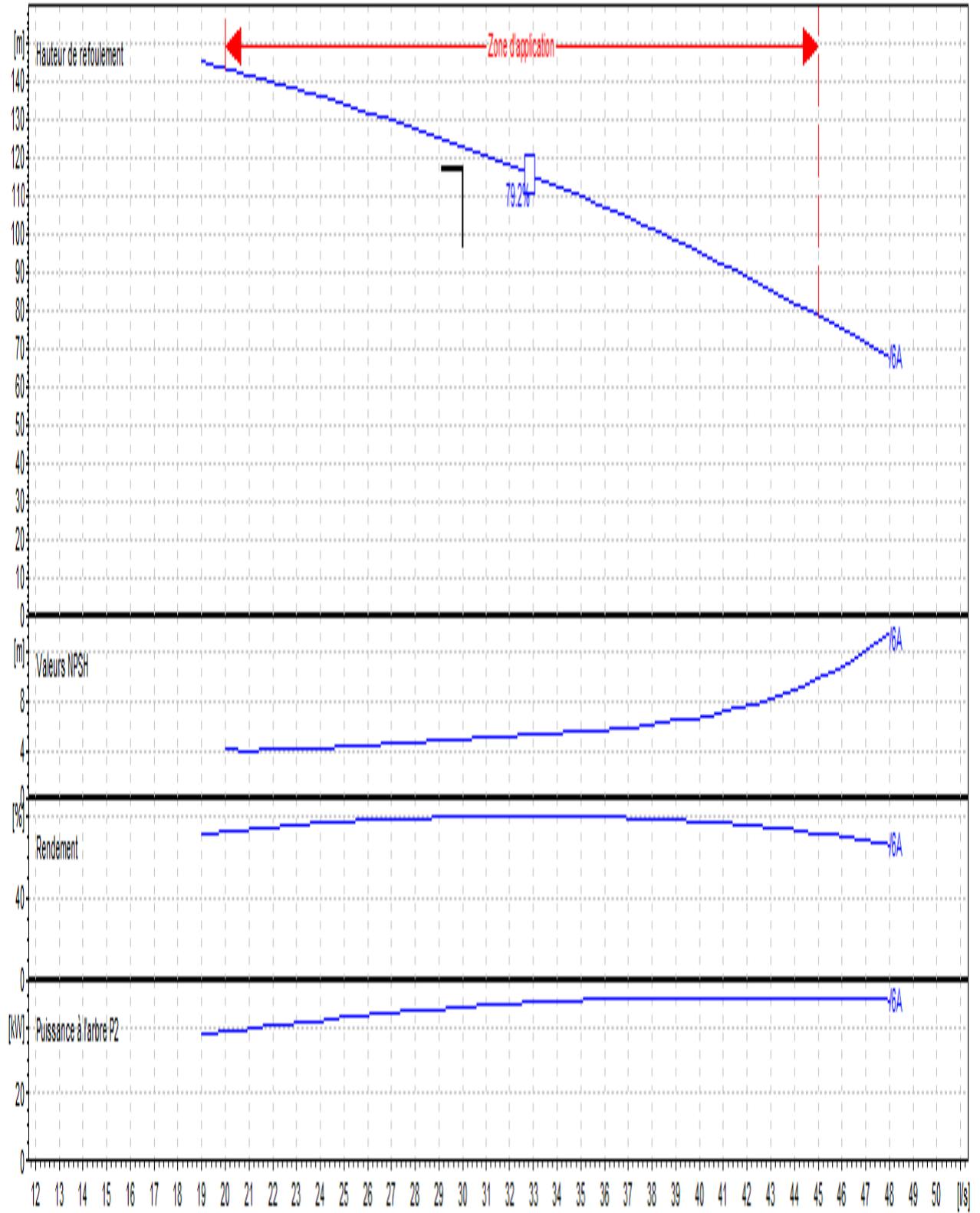


Figure IV-5. Les courbes caractéristiques de la pompe de forage F1.

IV-3-7-1. Encombrement de la pompe de forage F1 :

L'encombrement de la pompe est représenté d'après le catalogue de Caprari dans la figure IV-6 :

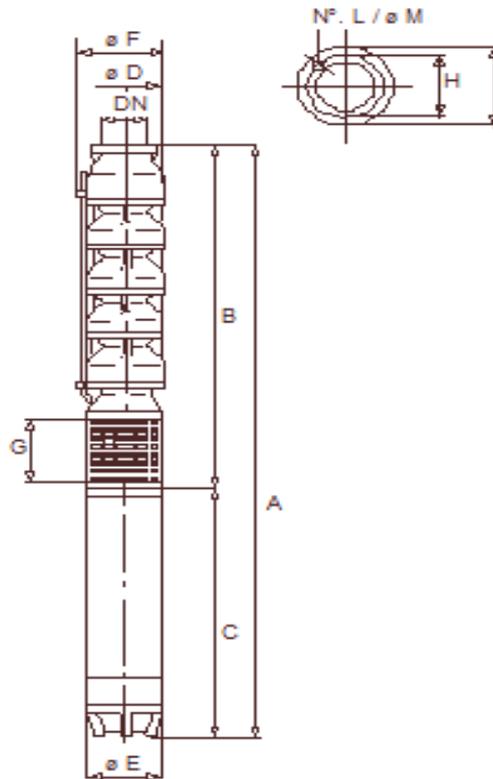


Figure IV-6. Encombrement de la pompe CAPRARI E9S55/6A+MC870 .

A= 2705	; D=188	; F=206	; I=190
B= 1248	; DN=125	; G=160	; L=6
C=1457	; E=191	; H=167	; M=13.5

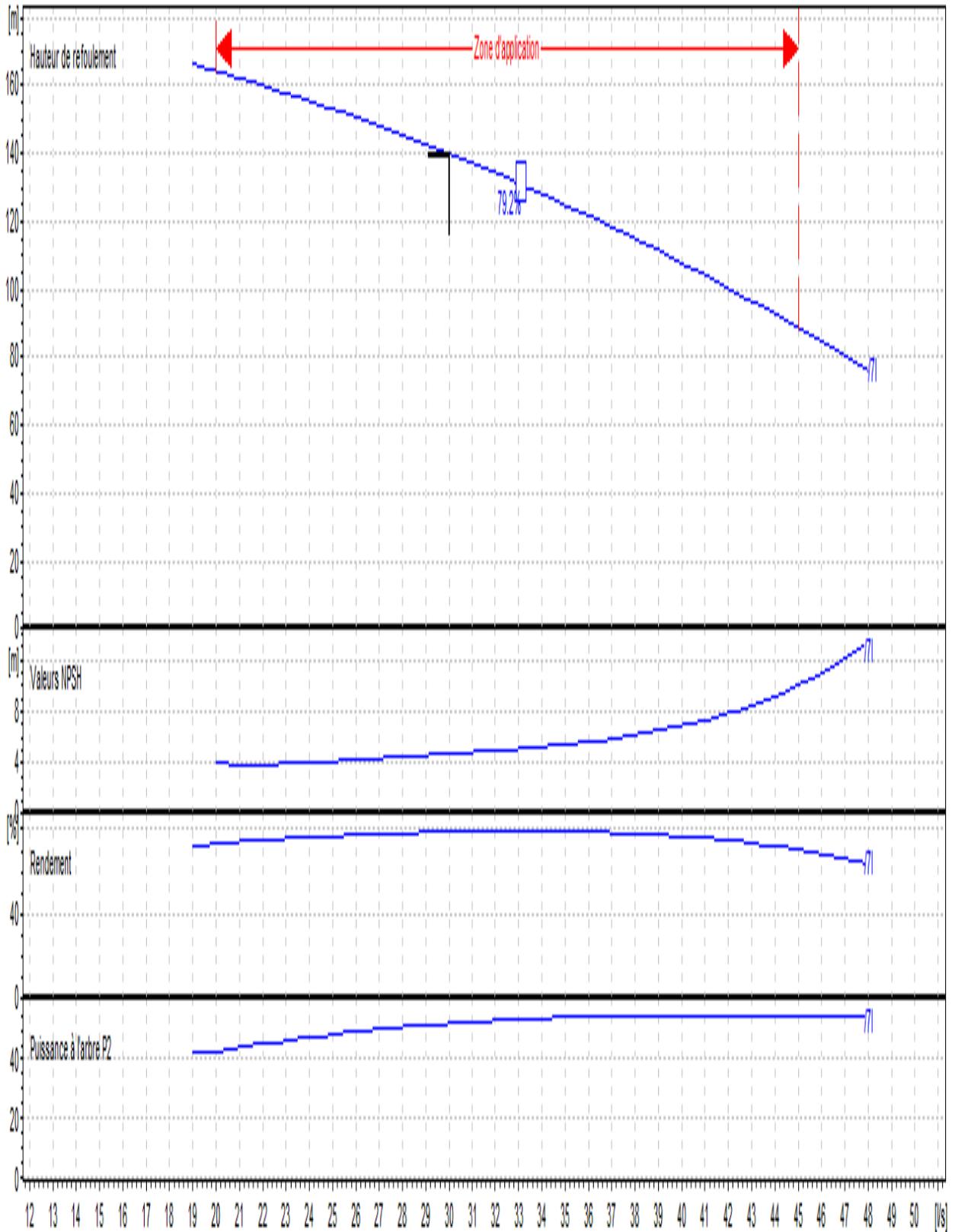


Figure IV-7. Les courbes caractéristiques de la pompe de forage F2.

IV-3-7-2. Encombrement de la pompe de forage F2:

L'encombrement de la pompe est représenté d'après le catalogue de Caprari dans la figure IV-8 :

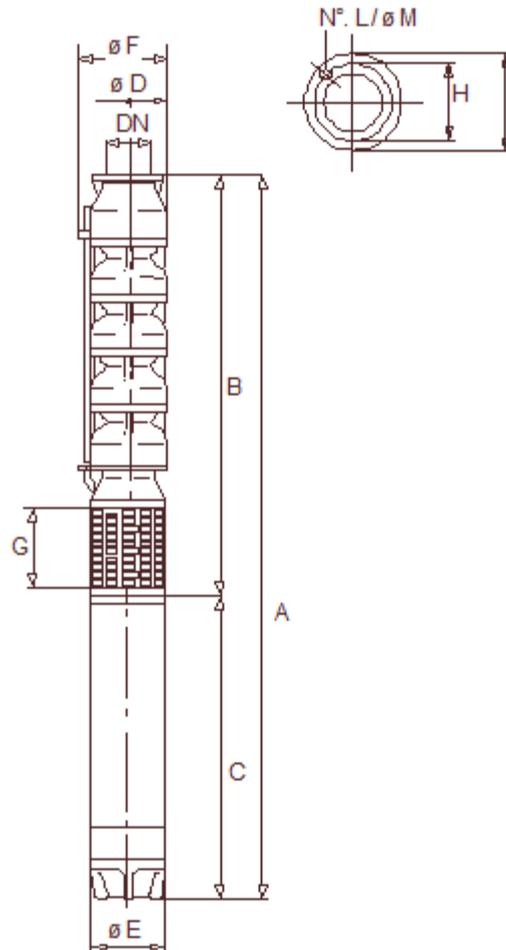


Figure IV-8. Encombrement de la pompe CAPRARI E9S55/7I+MC880.

A= 2845	; D=188	; F=206	; I=190
B= 1388	; DN=125	; G=160	; L=6
C=1457	; E=191	; H=167	; M=13.5

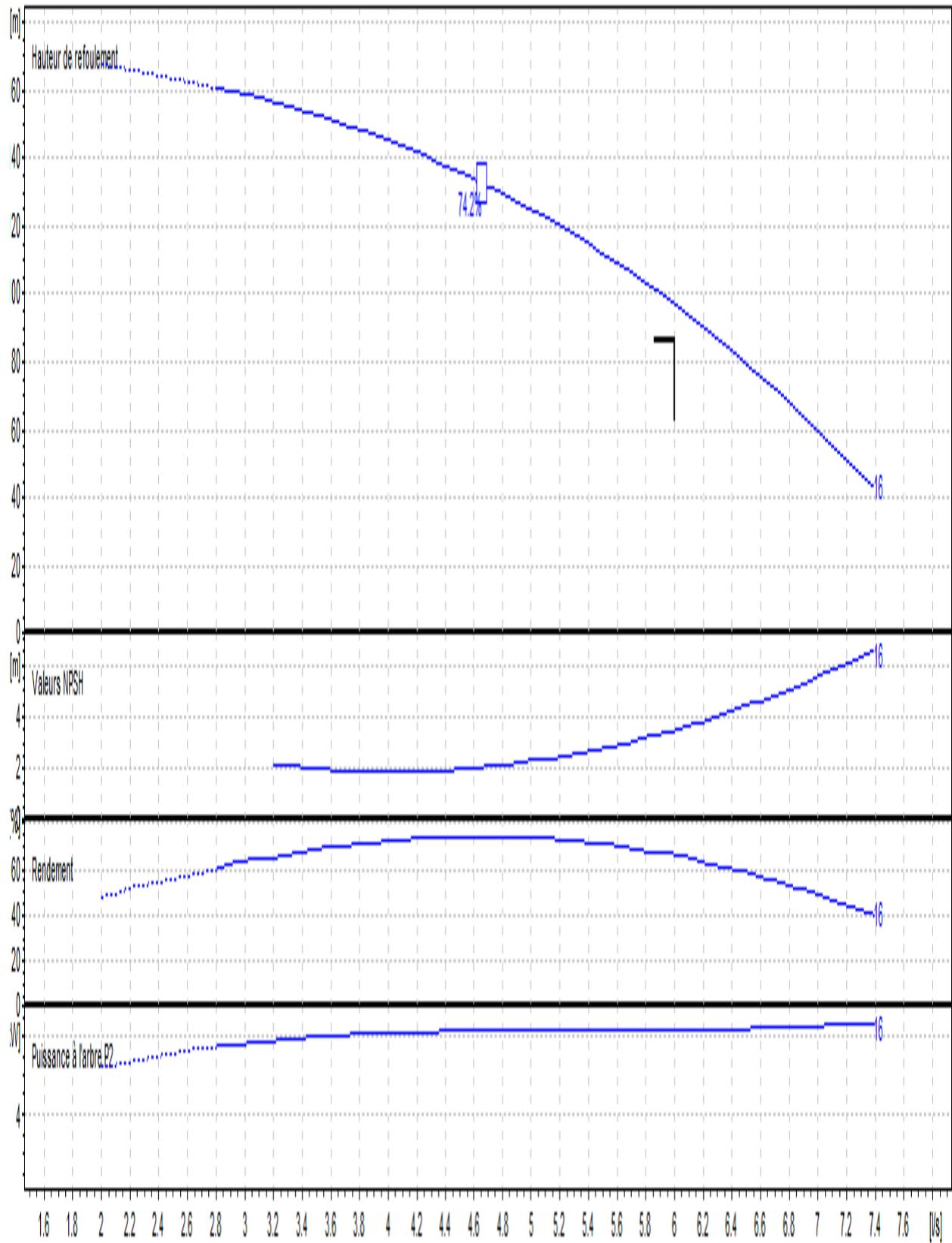


Figure IV-9. Les courbes caractéristiques de la pompe de forage ZB6.

IV-3-7-3. Encombrement de la pompe de forage ZB6:

L'encombrement de la pompe est représenté d'après le catalogue de Caprari dans la figure IV-10

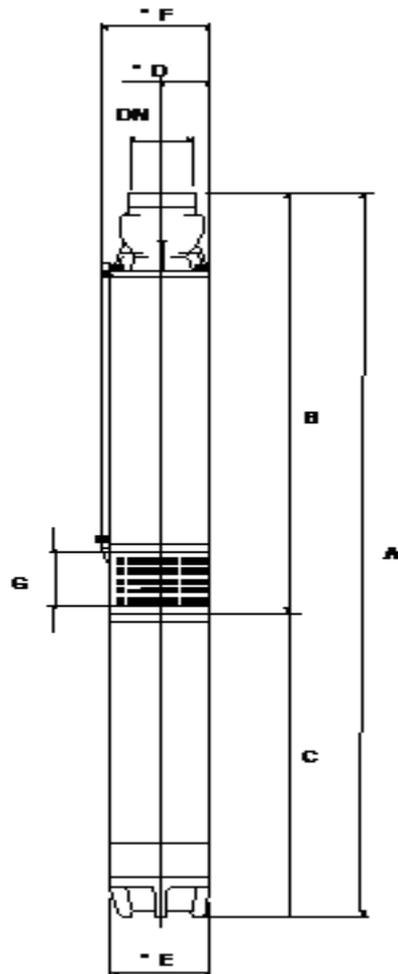


Figure IV-10. Encombrement de la pompe CAPRARI E6X40-6/16+MC612.

A= 1754	; D=140	; F=145
B= 1032	; DN=G2 ^{1/2"}	; G=100
C=722	; E=143	

IV-4. Point de fonctionnement:

Portant les courbes caractéristiques de la pompe $H=f(Q)$; de la conduite $H_c = f(Q)$ sur le même graphe (H-Q).

Le point d'intersection de ces deux courbes est le point de fonctionnement du système. C'est-à-dire la pompe va pouvoir refouler un débit Q à une hauteur H lorsque ce point se trouve sur la plage du rendement maximal. [02]

La pompe fonctionne alors dans les conditions optimales. Cette condition dans la plupart des cas n'est pas généralement satisfaite, c'est pourquoi on sera contraint d'introduire des modifications dans le fonctionnement ou dans le dimensionnement de la pompe. Afin de l'adapter à des conditions de marche données. A cet effet, plusieurs solutions sont à envisager :

Modification de la vitesse de rotation ;

Modification du temps de pompage ;

Rognage, la réduction du diamètre de la roue, pour réduire la hauteur et le débit d'une pompe donnée.

IV-5. Courbe caractéristique de la conduite :

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

$$H_c = H_g + \Delta h_t \dots\dots (IV-1)$$

Avec :

H_g : hauteur géométrique (m) ;

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

$$\Delta h_t = 1,1 * \Delta h_p^{lin} \dots\dots (IV-2)$$

Avec :

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

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

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

L_{ref} : longueur de la conduite de refoulement (m) ;

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

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

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

IV-5-1.Refoulement SP1-SP2 :

Tableau IV-06. Courbe caractéristique de la conduite de refoulement (SP1-SP2).

N°	3Q (m ³ /h)	H _g (m)	L _{ref} (m)	D _{ec} (mm)	Δh _p ^{lin} (m)	Δh _t (m)	H _c (m)
0	0.000	122.65	8229	0.25	0.00	0.00	122.65
1	0.021	122.65	8229	0.25	8.17	8.98	131.63
2	0.042	122.65	8229	0.25	32.67	35.94	158.59
3	0.063	122.65	8229	0.25	73.51	80.86	203.51
4	0.083	122.65	8229	0.25	130.68	143.75	266.40
5	0.104	122.65	8229	0.25	204.19	224.61	347.26

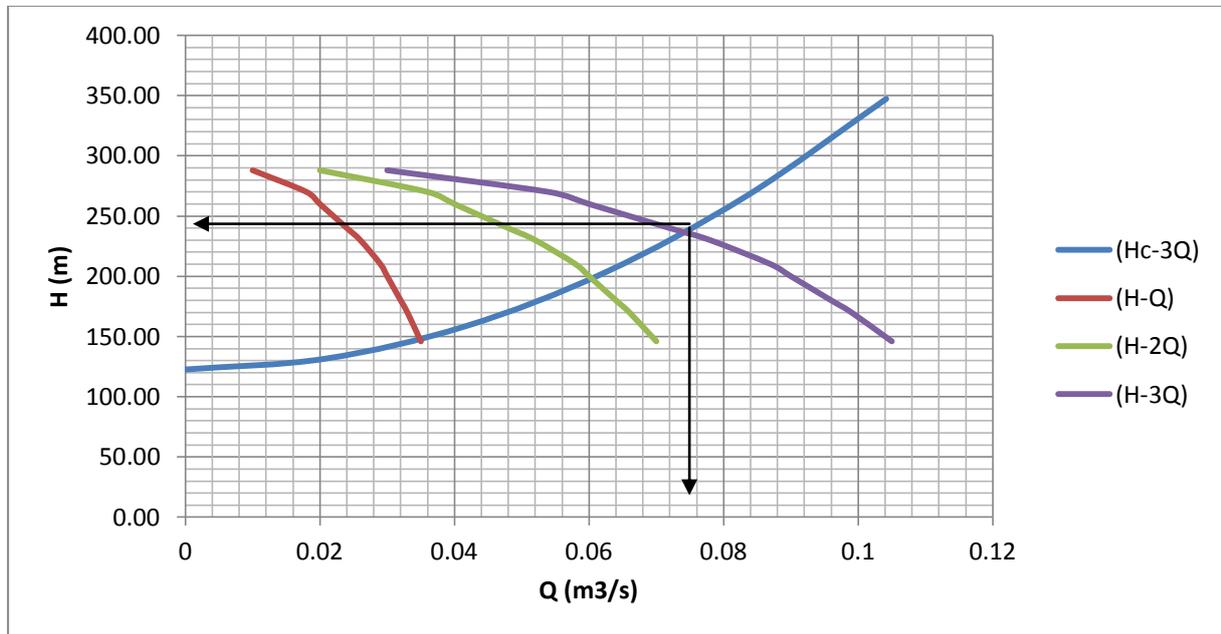


Figure IV-11. Point de fonctionnement des pompes de la SP1.

La courbe caractéristique de la conduite de refoulement et le point de fonctionnement (pf) de la pompe sont donnés sur la figure (IV-11).

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

$$\begin{cases} Q_{pf} = 0.074m^3 / s > Q_{app} = 0.072m^3 / s \\ H_{pf} = 235m > H_{app} = 232.8m \end{cases}$$

Le débit et la hauteur manométrique correspondant au point de fonctionnement étant respectivement supérieurs au débit et à la hauteur manométrique appelés, une adaptation des pompes aux conditions de fonctionnement s'impose.

IV-5-2. Refoulement SP2-RT:

Tableau IV-07. Courbe caractéristique de la conduite de refoulement (SP2-RT).

N°	Q (m ³ /s)	2Q (m ³ /s)	H _g (m)	L _{ref} (m)	D _{ec} (mm)	Δh_p^{lin} (m)	Δh_t (m)	H _c (m)
0	0	0	127.74	5596	0.25	0	0	127.74
1	0.007	0.014	127.74	5596	0.25	1.92	2.11	129.85
2	0.014	0.028	127.74	5596	0.25	7.68	8.45	136.19
3	0.021	0.042	127.74	5596	0.25	17.28	19.01	146.75
4	0.028	0.056	127.74	5596	0.25	30.72	33.79	161.53
5	0.035	0.069	127.74	5596	0.25	48.00	52.80	180.54
6	0.042	0.083	127.74	5596	0.25	69.12	76.03	203.77
7	0.049	0.097	127.74	5596	0.25	94.08	103.49	231.23
8	0.056	0.111	127.74	5596	0.25	122.88	135.17	262.91
9	0.063	0.125	127.74	5596	0.25	155.52	171.07	298.81

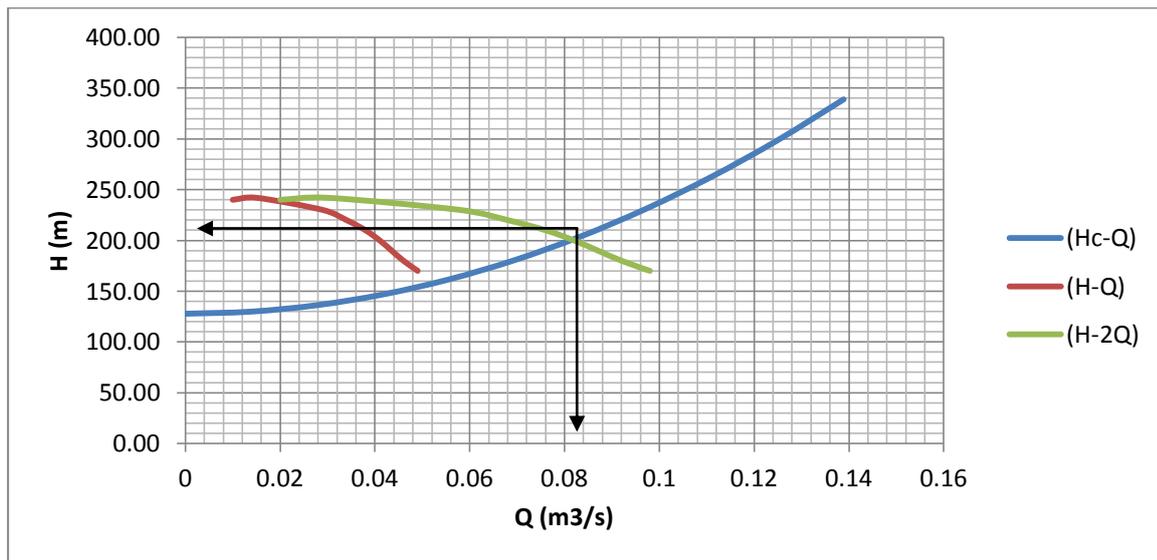


Figure IV-12. Point de fonctionnement des pompes de la SP2.

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

$$\begin{cases} Q_{pf} = 0.082m^3 / s > Q_{app} = 0.072m^3 / s \\ H_{pf} = 205m > H_{app} = 202m \end{cases}$$

Le débit et la hauteur manométrique correspondant au point de fonctionnement étant respectivement supérieurs au débit et à la hauteur manométrique appelés, une adaptation des pompes aux conditions de fonctionnement s'impose.

IV-6. Adaptation des pompes aux conditions de fonctionnement données :

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

A- Débit disponible > Débit appelé

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

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

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

$$\eta_{inst\ ap,van} = \eta_{inst\ av,van} * \frac{H_{app}}{H_{app} + h_v} \dots\dots (IV.4)$$

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

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

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

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

$$h_v = H'_c - H_{app} \dots\dots\dots (IV.5)$$

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

- **Rognage :** C'est la diminution du diamètre extérieur de la roue de la pompe de telle façon à refouler le débit appelé.

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

$$H = \frac{H_{app}}{Q_{app}} * Q \dots\dots(IV.6)$$

Q_{app} : débit demandé ou débit appelé ;

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

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

$$d = \phi * \sqrt{\frac{Q_{app}}{Q}} \dots\dots\dots (IV.7)$$

Q : débit correspondant au point homologue au point de fonctionnement.

φ : diamètre extérieur de la roue avant le rognage;

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

***Rendement de rognage**

$$R = (1-m)*100 \dots\dots\dots (IV.8)$$

R : rendement de rognage (%) ;

m : coefficient de rognage ;

$$m = \sqrt{\frac{Q_{app}}{Q}} \dots\dots\dots (IV.9)$$

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

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

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

$$t' = \frac{Q_{app}}{Q_{pf}} * t \dots\dots\dots (IV.10)$$

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

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

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

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

B- Débit disponible < Débit appelé :

Dans ce cas la, il faut faire un réglage soit :

- **Qualitatif** : augmentation de la vitesse de rotation de la pompe.
- **Changement de type de pompe.**

On étudie les différents modes de réglage possibles pour opter au mode occasionnant la chute de rendement la plus faible et la puissance absorbée la plus faible.

Dans notre cas, les modes de réglage à étudier sont la réduction de la vitesse de rotation de la pompe le vannage, la diminution du temps de pompage et le rognage si le nombre de cellules est inférieur à cinq.

IV-6-1. La première station de pompage SP1 :

$Q_{pf} > Q_{appelé}$ donc on applique les modes de réglages suivants :

a) Le réglage qualitatif : On garde les mêmes dimensions et on change de nombre de tours (on change la vitesse de rotation).

$$\frac{Q}{Q_{app}} = \frac{n}{n_{app}} \quad \text{ainsi que} \quad \frac{H}{H_{app}} = \left(\frac{n}{n_{app}} \right)^2$$

$$\text{On a} \left(\frac{Q}{Q_{app}} \right)^2 = \frac{H}{H_{app}} \quad \Rightarrow \quad H = \frac{H_{app}}{Q_{app}^2} \cdot Q^2$$

$$\text{On pose que} \frac{H_{app}}{Q_{app}^2} = a \quad \Rightarrow \quad H' = a \cdot Q^2$$

$H = a \cdot Q^2$ s'appelle la courbe de proportionnalité.

On fait tracer cette courbe par le passage de calcul des valeurs de H en fonction de Q.

$$a = \frac{H_{app}}{Q_{app}^2} = \frac{232.8}{72^2} = 0.045 \quad H' = a \cdot Q^2$$

Tableau IV-08. Détermination de la courbe de proportionnalité :

Q (l/s)	0	10	14.4	19.6	25.6	32.4	40	48.4	57.6	67.6	78.4
H' (m)	0	4.5	9.3	17.25	29.4	47.14	71.85	105.2	149	205.22	276

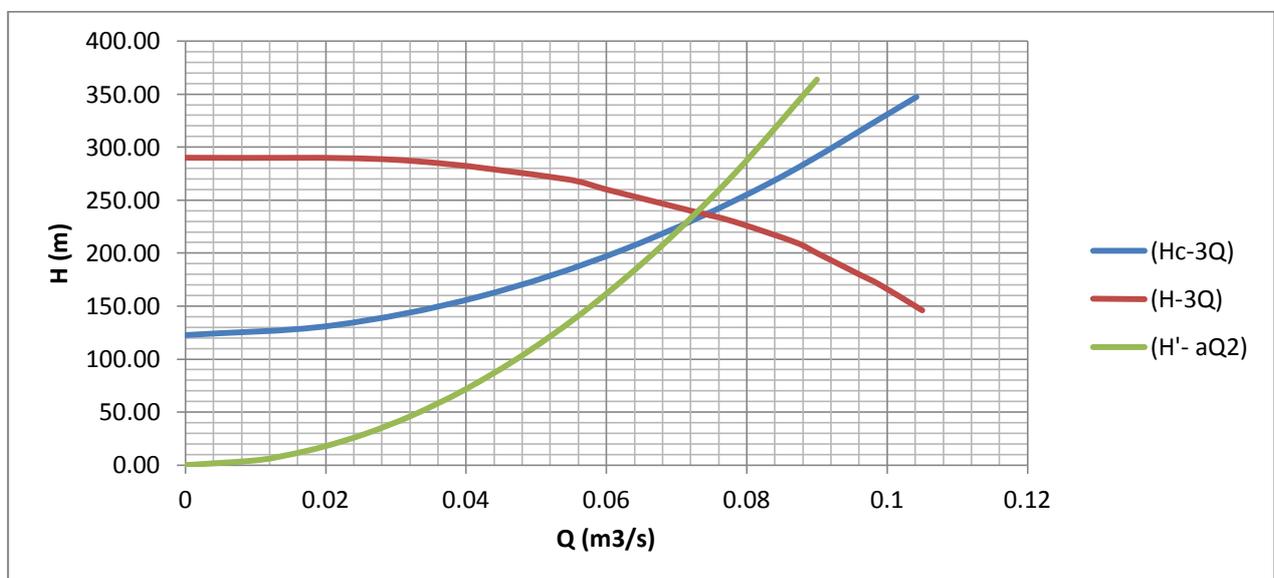


Figure IV-13. la courbe de proportionnalité.

La nouvelle vitesse de la pompe sera

D'après la loi de similitude on a :

$$\frac{Q_E}{Q_{app}} = \frac{n}{N} \Rightarrow n = N \frac{Q_{app}}{Q_{pf}}$$

$$n = 2900 \times \frac{259.2}{266.4} \quad n=2822 \text{ tr/min.}$$

N : la vitesse initiale de la pompe.

n : la nouvelle vitesse de la pompe.

Le rendement après la similitude est : **74 %**.

$$\text{La puissance absorbée : } P_{abs} = \frac{9,81 * 86.4 * 232.8}{0,74 * 3600} \Rightarrow P_{abs} = \mathbf{74.07Kw.}$$

b) Vannage :

$$H_c = 236m .$$

$$h_v = 236-232.8 \Rightarrow h_v = 3.2m.$$

$$\eta_{inst_{av,van}} = 75.5\% \text{ (Voir tableau IV.3)}$$

$$\eta_{inst_{ap,van}} = 75.5 * \frac{232.8}{232.8 + 3.2} \Rightarrow \eta_{inst_{ap,van}} = \mathbf{74.48 \%}$$

Donc, la nouvelle puissance absorbée est calculée comme suit :

$$P_{abs} = \frac{g \times Q \times HMT}{\eta} \text{ [kw];}$$

Q : le débit refoulé par une seule pompe en (m³/s).

HMT : la hauteur de refoulement en (m).

η : le rendement de la pompe en (%).

Sachant que ‘ Q ’ représente le débit refoulé par une seule pompe est :

$$Q = \frac{Q_{App}}{n} \text{ (m}^3\text{/h) ;}$$

Avec : Q_{App} : le débit demandé (m³/h).

n : le nombre de pompes en parallèle, pour notre cas ($n = 3$).

$$\text{A.N } Q = \frac{0.072}{3} \Rightarrow Q = 0.024 \text{ m}^3 / \text{s}$$

$$\text{Ainsi : } P_{abs} = \frac{9,81 * 0.024 * 236}{0,7448} \Rightarrow P_{abs} = 74.6 \text{ kw};$$

c) Diminution du temps de pompage

- Le nouveau temps de pompage sera : $t' = \frac{0.072}{0.074} * 22 \Rightarrow t' = 21 \text{ h } 24 \text{ min } 20 \text{ sec}$
- La nouvelle puissance absorbée par la pompe sera, sachant que 'Q' représente le débit refoulé par une seule pompe est :

$$Q = \frac{0.074}{3} = 0.0247 \text{ m}^3 / \text{s}$$

Donc :

$$P_{abs} = \frac{9,81 \times 0.0247 \times 236}{0.755} \Rightarrow P_{abs} = 75.74 \text{ kw};$$

c) Rognage :

L'équation de la droite de rognage est telle que :

$$H = \frac{232.8}{259.2} \times Q \Rightarrow H = 0.898 \times Q; [\text{m}]$$

Le débit de point d'intersection 'E'(point homologue) est $Q_E = 0.073 \text{ m}^3 / \text{s}$ (D'après Figure IV-14).

Donc, le diamètre de la roue après rognage sera :

$$d = 235 \times \sqrt{\frac{0.072}{0.073}} = 233.4 [\text{mm}];$$

Le coefficient de rognage est :

$$m = \sqrt{\frac{0.072}{0.073}} = 0,99 ;$$

Le rendement de rognage est : $R = (1 - 0,99) \times 100 \rightarrow R = 1 \% < 15\%$

\Rightarrow Le rognage est une solution efficace.

Le rendement après rognage est : **75%** (figure IV.14).

La puissance absorbée $P_{abs} = \frac{9,81 \times 0.0243 \times 236}{0.75} \Rightarrow P_{abs} = 75 \text{ kw};$

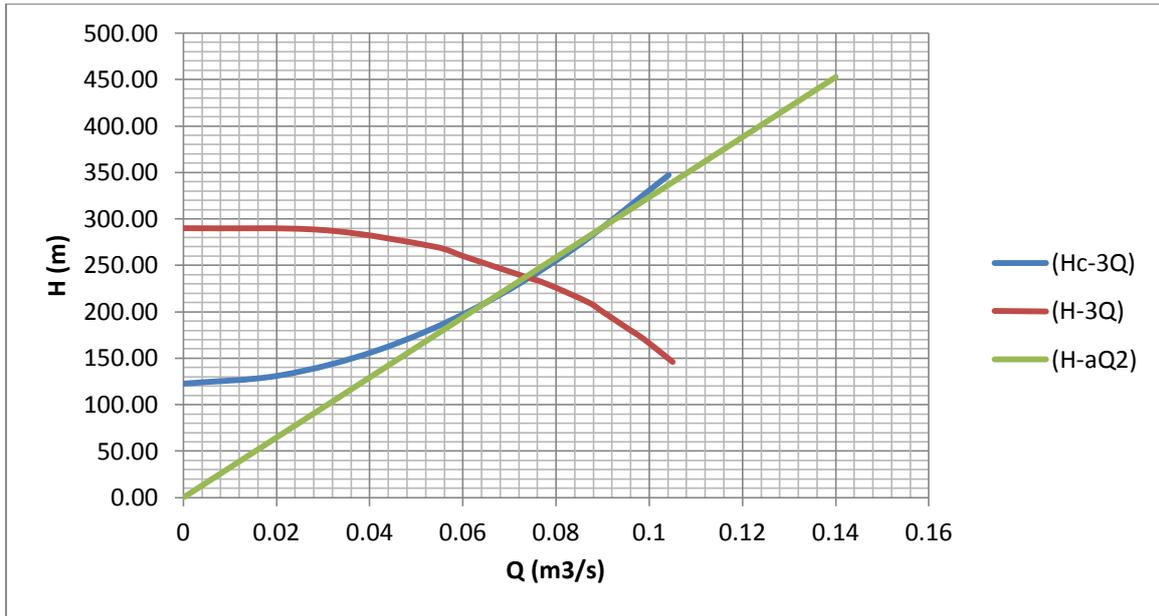


Figure IV-14. Rognage de la SP1.

Tableau IV-09. Comparaison entre différents modes de réglage de SP1.

mode de réglage	rendement (%)	puissance absorbée(KW)
Diminution de la vitesse de rotation	74	74.07
vannage	74.48	74.6
réduction du temps de pompage	75.5	75.74
rognage	75	75.01

D'après le tableau IV-09 nous optons pour le réglage par vannage car ce mode nous assure un meilleur rendement et une puissance absorbée plus faible.

IV-6-2. Refoulement SP2-R :

$Q_{pf}=0.082 > Q_{appelé}=0.072$ donc on applique les modes de réglages suivants :

c) Vannage :

$H_c' = 208m .$

$h_v = 208-202 \Rightarrow h_v = 6m.$

$\eta_{inst_{av,van}} = 77.4\%$ (Voir tableau IV.4)

$\eta_{inst_{ap,van}} = 77.4 * \frac{202}{202 + 6} \Rightarrow \eta_{inst_{ap,van}} = 75.17 \%$

Donc, la nouvelle puissance absorbée est calculée comme suite :

$$P_{abs} = \frac{g \times Q \times HMT}{\eta} \text{ [kw]}$$

Q : le débit refoulé par une seule pompe en (m³/s).

HMT : la hauteur de refoulement en (m).

η : le rendement de la pompe en (%).

Sachant que 'Q' représente le débit refoulé par une seule pompe est :

$$Q = \frac{Q_{App}}{n} \text{ (m}^3\text{/h) ;}$$

Avec : Q_{App} : le débit demandé (m³/h).

n : le nombre de pompes en parallèle, pour notre cas (n = 2).

$$\text{A.N } Q = \frac{0.072}{2} \Rightarrow Q = 0.036 \text{ m}^3 / \text{s}$$

$$\text{Ainsi : } P_{abs} = \frac{9,81 * 0.036 * 208}{0,752} \Rightarrow P_{abs} = 97.68 \text{ kw;}$$

b) Diminution du temps de pompage

- Le nouveau temps de pompage sera : $t' = \frac{0.072}{0.082} * 22 \Rightarrow t' = 19 \text{ h } 19 \text{ min } 2 \text{ sec}$
- La nouvelle puissance absorbée par la pompe sera, sachant que 'Q' représente le débit refoulé par une seule pompe est :

$$Q = \frac{0.082}{2} = 0.041 \text{ m}^3 / \text{s}$$

Donc :

$$P_{abs} = \frac{9,81 \times 0.041 \times 202}{0.774} \Rightarrow P_{abs} = 104.9 \text{ kw;}$$

c) Rognage :

L'équation de la droite de rognage est telle que :

$$H = \frac{202}{(259.2)} \times Q \Rightarrow H = 0.779 \times Q ; [m]$$

Le débit de point d'intersection 'E'(point homologue) est $Q_E = 0.076\text{m}^3/\text{s}$

(D'après Figure IV-15).

Donc, le diamètre de la roue après rognage sera : raie

$$d = 270 \times \sqrt{\frac{0.072}{0.076}} = 263[\text{mm}];$$

Le coefficient de rognage est :

$$m = \sqrt{\frac{0.072}{0.076}} = 0,97$$

Le rendement de rognage est : $R = (1-0,97) \times 100 \rightarrow R = 3 \% < 15\%$

⇒Le rognage est une solution efficace.

Le rendement après rognage est : **77%** .

La puissance absorbée

$$P_{\text{abs}} = \frac{9,81 \times 0.036 \times 208}{0.77} \Rightarrow P_{\text{abs}} = 95.4 \text{ kw};$$

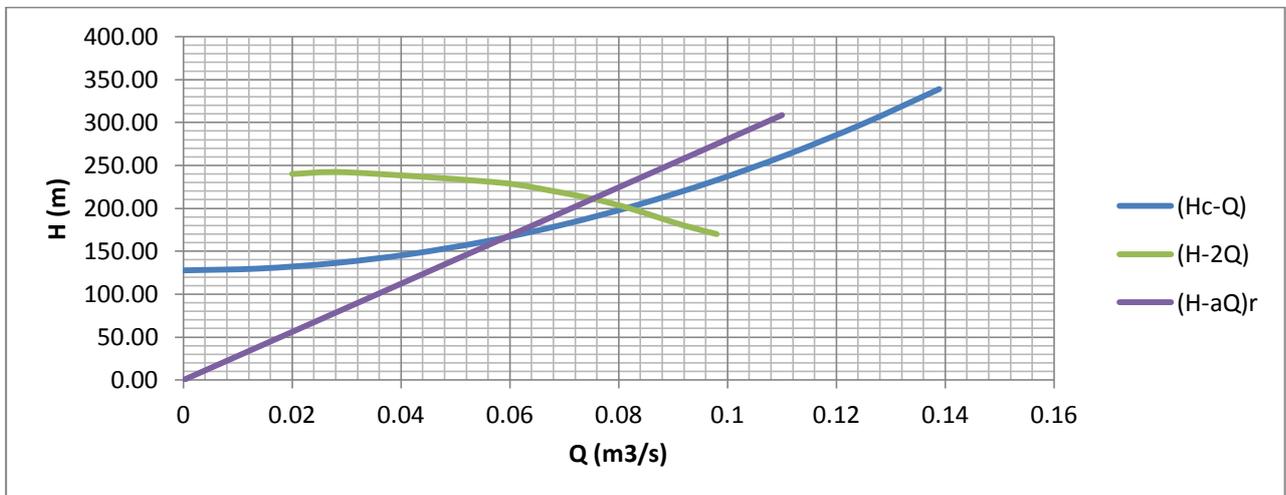


Figure IV-15. Rognage de la SP2.

Tableau IV-10. Comparaison entre différents modes de réglage de SP2.

mode de réglage	rendement (%)	puissance absorbée(KW)
vannage	75.2	97.68
réduction du temps de pompage	77.4	104.9
rognage	77	95 .4

D'après le tableau (IV-10) nous optons pour le réglage par la réduction de temps de pompage car ce mode nous assure le bon rendement et une puissance absorbée faible.

IV-7. Etude de la cavitation :

On appelle cavitation d'une pompe centrifuge la vaporisation, à l'entrée de la roue, d'une partie du liquide pompé. C'est en effet en ce point que la pression est en général la plus basse.

On considère en général que cette vaporisation est liée au fait que la pression statique tombe en dessous de la pression de vapeur saturante du fluide pompé. En réalité, il s'agit parfois de la création de bulles de gaz dissous dans le liquide (cas de l'eau notamment), on parle alors de cavitation apparente.

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 roue, lorsque la pression remonte,
- implosion des bulles de vapeur au niveau de la roue,
- vibrations anormales,
- bruit anormal (pompage de cailloux),
- destruction des garnitures d'étanchéité suite aux vibrations,
- arrachement de matière dans les zones d'implosion,
- chute des performances,



Figure IV-16. Roue soumise à la 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.

$$(NPSH)_d = (NPSH)_r + r \rightarrow \left(\frac{P_{at}}{\varpi} - \frac{P_v}{\varpi} - (ha^{ad} + \sum hp_{asp} + \frac{v^2}{2g}) \right) = (NPSH)_r + r$$

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

Pour notre calculs, on prend : $r = 0,3$ m.

IV-7-1. 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 affaire à une installation en aspiration au niveau de la station de pompage, alors la hauteur d'aspiration admissible est régie par la relation suivante :

$$h_{asp}^{adm} = \frac{P_{atm}}{\rho \times g} - (NPSH)_r - r - T_v - \frac{V_{asp}^2}{2 \times g} - \sum \Delta H_{asp} ;$$

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

P_{atm} : pression atmosphérique (mce) ;

$$P_{atm} = 10,33 - 0,00139 \times C \text{ [mce]} ;$$

Avec : C : altitude de la station en (mNGA).

T_v : tension de vapeur d'eau (mce) ;

Tableau IV-11. 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 20°C

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

$$\Delta h_{asp} = (1,10) \times \Delta h_{asp}^{lin} ;$$

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

$$\Delta h_{asp} = (1,10) * \Delta h_{asp}^{lin}$$

$$\Delta h_{asp} = 1.1 \frac{8 * \lambda * L_{asp} * Q^2}{\pi^2 * g * D_{ec}^5}$$

Avec :

Q : débit refoulé par une seule pompe (m³/s) ;

L_{asp} : longueur d'aspiration (m) ;

IV-7-2. 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 :

$$\nabla_{axe} = \nabla_{min} + h_{asp}^{adm} - r \text{ [m];}$$

∇_{axe} : Niveau de l'axe de la pompe (m.NGA) ;

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

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

$$\nabla_{min} = C_p - h + h_{inc} \text{ [m];}$$

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).

IV-7-3. Pour les pompes de SP1 :

La charge nette d'aspiration requise : (NPSH)_r = 3.72 m.

La pression atmosphérique : P_{atm} = 10,33 - 0,00139 × 783 ⇒ Pat = 9.24 mce.

La tension de vapeur d'eau à une température $T^{\circ}=20\text{ }^{\circ}\text{C} \Rightarrow T_v = 0,24\text{ mce}$.

Le diamètre de la tubulure d'aspiration : $D_{ec}=100\text{ mm}$.

La longueur d'aspiration $L_{asp} = 6\text{ m}$

$$V_{asp} = \frac{4.Q}{\pi.D_a^2} = \frac{4*0.024}{3,14.0,15^2} = 1,36\text{ m/s}$$

$$\Delta h_{asp} = 1.1 \frac{8 * \lambda * L_{ref} * Q^2}{\pi^2 * g * D_{ec}^5} = 0.05\text{ m}$$

La hauteur d'aspiration admissible :

$$h_{asp}^{adm} = 9.24 - 3.72 - 0.3 - 0.24 - \frac{1,36^2}{2*9,81} - 0,05 \Rightarrow h_{asp}^{adm} = 4.84\text{ m}$$

$$(NPSH)_d = 9,24 - 0,24 - 0,05 - 0,094 - 4,84 = 4.016\text{ m}$$

Donc: $(NPSH)_d = 4.016\text{ m} > 3.72 = (NPSH)_r$.

Notre pompe est loin du risque de cavitation.

Le niveau minimum du plan d'aspiration :

$$\nabla_{min} = 787 - 4 + 0,2 = 783.2\text{ m} \Rightarrow \nabla_{min} = 783.2\text{ m. NGA};$$

La côte de l'axe de la pompe :

$$\nabla_{axe} = 783.2 + 4.84 - 0,3 = 787.74 \Rightarrow \nabla_{axe} = 787.74\text{ m. NGA};$$

Donc, la pompe doit être calée à une côte de 778.66 m.NGA pour éviter l'apparition du phénomène de cavitation.

IV-7-4. Les pompes de SP2 :

La charge nette d'aspiration requise : $(NPSH)_r = 4.12\text{ m}$.

La pression atmosphérique : $P_{atm} = 10,33 - 0,00139 \times 905.05 \Rightarrow Pat = 9.07\text{ mce}$.

La tension de vapeur d'eau à une température $T^{\circ}=20\text{ }^{\circ}\text{C} \Rightarrow T_v = 0,24\text{ mce}$.

Le diamètre de la tubulure d'aspiration : $D = 125\text{ mm}$.

La longueur d'aspiration $L_{asp} = 6\text{ m}$

$$V_{asp} = \frac{4.Q}{\pi.D_a^2} = \frac{4*0.036}{3,14.0,15^2} = 2.04\text{ m/s}$$

$$\Delta h_{asp} = 1.1 \frac{8 * \lambda * L_{ref} * Q^2}{\pi^2 * g * D_{ec}^5} = 0.12\text{ m}$$

La hauteur d'aspiration admissible :

$$h_{asp}^{adm} = 9.07 - 4.12 - 0.3 - 0.24 - \frac{2.04^2}{2 * 9.81} - 0.12 \Rightarrow h_{asp}^{adm} = 4.08\text{m}$$

Le niveau minimum du plan d'aspiration :

$$\nabla_{min} = 908.66 - 3 + 0,2 = 905.86 \text{ m} \Rightarrow \nabla_{min} = 905.86 \text{ m. NGA} ;$$

La côte de l'axe de la pompe :

$$\nabla_{axe} = 905.86 + 4.08 - 0,3 \Rightarrow \nabla_{axe} = 909.64\text{m. NGA};$$

Donc, la pompe doit être calé à une côte de 909.64 m.NGA pour éviter l'apparaitre de phénomène de cavitation.

IV-8. Équipements hydrauliques en amont et en aval de la pompe :

IV-8-1. Équipements en amont de la pompe :

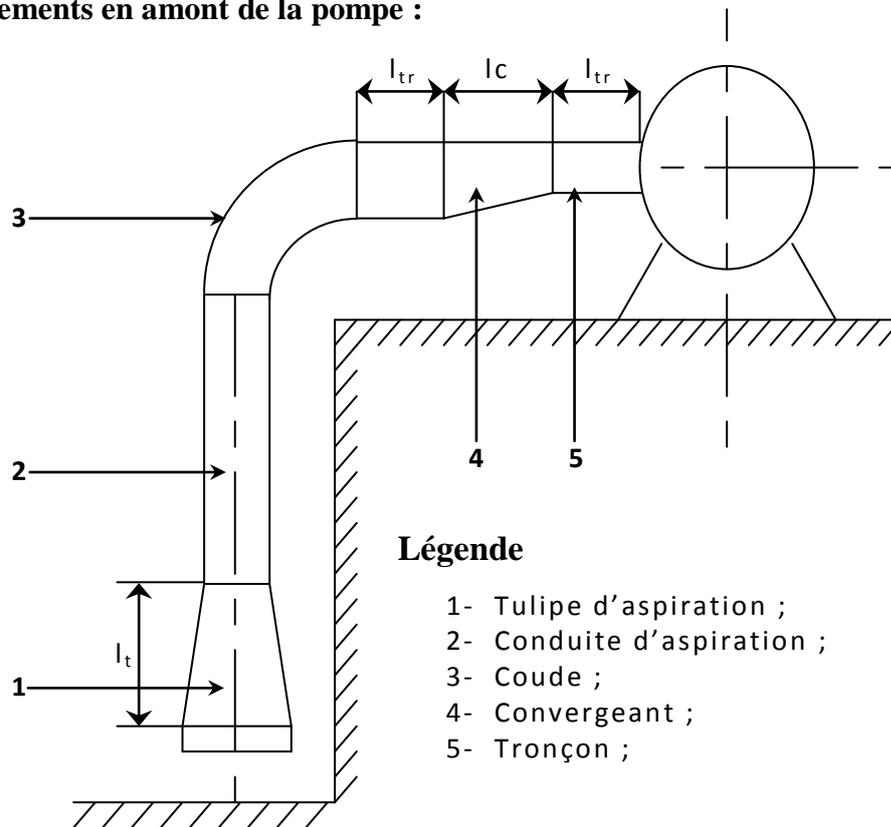


Figure IV-17. Schéma indicatif de l'équipement en amont de la pompe.

➤ conduite d'aspiration :

Sur la conduite d'aspiration, on évitera toute formation de poches d'air, d'où les parties horizontales comporteront une légère pente 2% montant en direction de la pompe, ceci permet l'évacuation permanente des bulles d'air, et toute contre pente est à proscrire.

➤ joints :

La conduites d'aspiration est en dépression, alors une attention particulière sera donnée aux joints afin de supprimer toutes possibilités d'entrée l'air, dans ce cas on préférera les souder aux joints à emboîtement et aux joints à manchon filetés, pour un raccordement sur les appareils ; clapet, vanne, pompe, on utilisera les joints à brides.

➤ Joint de démontage :

Comme son nom l'indique, ce joint est nécessaire lors de montage et le démontage de la pompe.

➤ Convergent d'aspiration :

La conduite d'aspiration est raccordée à la pompe par un convergent ce qui permet d'avoir accélération progressive de l'écoulement, favorisant la bonne répartition des vitesses, dans le but d'évite toute formation de poche d'air, on place horizontalement la génératrice supérieur de notre convergent.

➤ Vanne papillon :

Elle sert à isoler la pompe et empêcher l'écoulement dans ce tronçon lors des travaux d'entretien, ou si le débit est faible.

➤ Les ventouses :

Elles ont pour but d'évacuer l'air que contient la conduite, et luté contre la surpression lors de l'écoulement transitoire (coup de bélier)

IV-8-2. Équipements en aval de la pompe

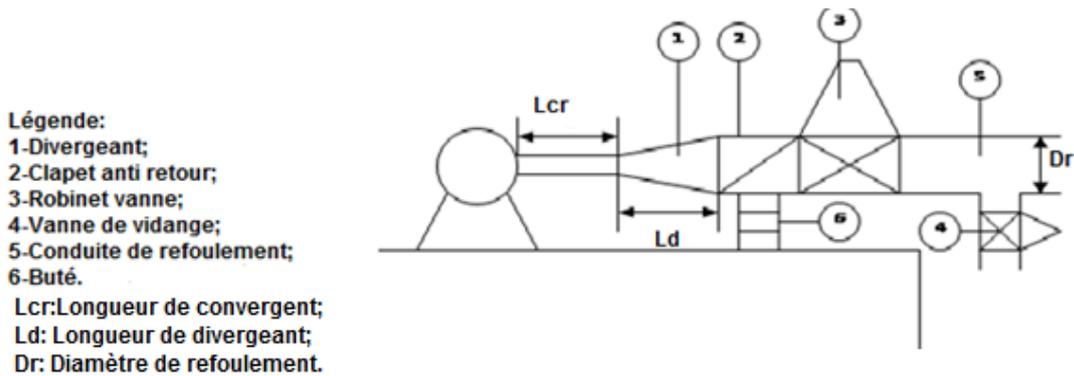


Figure IV-18. Schéma indicatif de l'équipement en aval de la pompe.

➤ divergent :

À la sortie de la pompe, il est évident que la vitesse de l'eau est très grande dans les conduites de refoulement, il est nécessaire de ralentir cette vitesse pour la maintenir dans une plage admissible.

➤ clapet de non retour :

À la sortie de la pompe, il pourra être placé un clapet dont le rôle sera d'empêcher l'inversion du débit d'eau lors de l'arrêt de la pompe, ils sont installés sur la conduite horizontale.

➤ Joint de démontage :

Comme son nom l'indique, ce joint est nécessaire lors de montage et le démontage de la pompe.

➤ Vanne de régulation :

Elle est munie de capteurs qui suivant leurs indications le pourcentage d'ouverture de la vanne est régulé

➤ Vanne papillon :

Elle sert à isoler la pompe et empêcher l'écoulement dans ce tronçon lors des travaux d'entretien, ou si le débit est faible.

➤ Conduite de refoulement :

Elle sert à véhiculer l'eau entre la pompe et le collecteur de refoulement, le diamètre de cette conduit est égale a 1.2 fois da ($D_a = 1.2d_a$)...(IV-11)

- Collecteur de refoulement :

Il sert à véhiculer l'eau vers les points de refoulement, le diamètre de collecteur est déterminé après des études technico-économique.

- Le by-pass :

Un by-pass est placé entre l'aspiration et le refoulement de la pompe, il est muni d'un clapet fermé lorsque la pompe fonctionne normalement, au moment d'un arrêt brusque de la pompe, la dépression dans la conduite provoque l'ouverture du clapet et se trouve aussi limitée à la pression H_a existant à l'aspiration. Le clapet interdit par contre le retour d'eau.

IV-9. Choix du moteur électrique :

IV-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 fonction de la puissance du moteur et de l'investissement ;

IV-9-2. La 1^{ère} station de pompage :

Pour la présente étude les caractéristiques du moteur sont données directement par le catalogue Caprari et elles sont comme suit :

- Fréquence 50HZ
- Tension nominale 400V
- Vitesse nominale 1450 tr/min
- Nombre de pôles 4
- Puissance nominale P2 11 Kw
- Type de moteur 3~
- Courant nominal -A
- Classe d'isolation F
- Degré de protection IP 55

IV-9-3. La 2^{ème} station de pompage :

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

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

IV-10. Bâtiment de la station de pompage :

Pour le dimensionnement de station de pompage nous avons :

- choix du bâtiment
- partie souterraine
- partie supérieur (salle des machines, salle annexe)

La construction de la station de pompage dépend des paramètres suivants :

- Mode de raccordement prise d'eau – Station de pompage ;
- Les matériaux de construction et leur disponibilité ;
- Conditions climatiques de la région ;
- L'encombrement dû à la pompe et ses accessoires ;
- Fondation et stabilité du terrain.

On distingue donc les types bâtiments de stations de pompes résultants de ces conditions, d'où :

1. Bâtiments type Bloc ;
2. Bâtiments type bâche sèche ;
3. Bâtiments type bâche mouillée – pompe noyée ;
4. Bâtiments type bâche mouillée – pompe dénoyée ;
5. Bâtiments type surface ;
6. Bâtiments type semi enterrée ;

IV-10-1.Choix du bâtiment :

Tableau IV-12. Choix du type de bâtiment.

paramètres	Type de bâtiment			
	bloc	Bâche sèche	Bâche mouillé	surface
Débit Q (m ³ /s)	>2	<2	<6	<1,5
Type de pompe	Axiale à axe verticale	Pompe centrifuge	-Axiale à axe vertical.	Pompes centrifuges
Hauteur admissible à l'aspiration (m) h_a^{ad}	<0 en charge	<0 en charge >0 en aspiration	<0 en charge	>0 en aspiration
D : variation du plan d'eau de la rivière (m)	1-2	N'importe	N'importe	< h_a^{ad}

On a donc un bâtiment de type surface.

IV-10-2.Partie supérieure du bâtiment :

Le bâtiment est construit sous forme rectangulaire et comporte une salle des machines contient les groupes électropompes, plus une plate forme de montage et de démontage qui sert à l'entretien des groupes électropompes, une salle annexe contient le bureau d'exploitation, toilette, salle de stockage, salle de commande où on trouve les armoires électriques).

Il est recommandé de prendre :

- Une hauteur normalisée de la station de pompage (H_b : 3,5 m ; 4,2 m ; 4,8 m ; 5,4 m ; 6 m....)
- Une longueur du bâtiment $L_b = 3, 6, 18, 21, 24$ m
- Une distance entre les poteaux (3, 6, 9, 12 ..).
- Si la longueur du bâtiment dépasse 18 m, on prévoit deux sorties.
- la plate forme de montage se trouve juste à l'entrée du bâtiment.
- On note aussi que dans la réalisation il faut respecter certaines distances pour faciliter le mouvement des personnels ainsi que pour des raisons de sécurité.
- On note quelques normes à respecter dans la construction du bâtiment :

- Distance entre les pompes entre 0,8 et 1,2 m ;
- Distance entre les groupes électriques et les rangers des pompes
 - >1m pour $U > 1000$ volts
 - <1.2 pour $U < 1000$ volts
- La surface des fenêtres est prise entre 10 et 15 % de la surface de la salle des machines.

IV-10-3. Dimensionnement du bâtiment :

Pour le dimensionnement de la station de pompage il faut prendre en considération tous les éléments qui se trouvent à l'intérieur et au voisinage de la station de pompage comme les conduites d'aspiration et de refoulement.

L'élément essentiel pour le dimensionnement de la station de pompage réside en l'encombrement des groupes et des conduites, ainsi que les pièces spéciales, le nombre des pompes, et la pompe de secours qui doit être installée.

1- La hauteur du bâtiment :

Le bâtiment est de forme rectangulaire

Les hauteurs recommandées sont 3.6m, 4.2m, 4.8m, 5.5m et 6m 8.4m, 9.6m, 10.8m, 12.6m, 14m, 18m.

$$H_b = h_5 + h_6 + h_7 + h_8 + h_9$$

Avec:

h_5 : Distance verticale $h_5 = h_p + s_{\text{socle}} + r_{\text{réserve}}$

$$-h_{\text{réserve}} = 0,5 \text{ m}$$

$$-h_{\text{socle}} = (30 \div 50) \text{ cm en prend}$$

$-h_p$: Hauteur de la pompe et le moteur

h_6 : Hauteur réservée à l'homme.

h_7 : Hauteur de chariot

h_8 : Hauteur profilée

h_9 : Hauteur de sécurité

2- Largeur : $L = l_1 + l_2 + l_3 + l_4 + 2s$

s = épaisseur du mur $s = 20\text{cm}$

l_1 : Distance entre le mur et le premier organe $l_1 = (20-30)\text{ cm}$.

l_2 : Distance entre les tubulures $l_2 > (20-30)\text{ cm}$.

$$l_3 + l_4 = l_p + l_{\text{tr ref}} + l_{\text{tr asp}} + l_c + l_j$$

l_p : longueur de la pompe ;

$l_{\text{tr ref}}$: longueur du tronçon de refoulement ;

$l_{\text{tr asp}}$: longueur du tronçon d'aspiration ;

l_c : longueur du convergent ;

l_j : longueur des joints ($l_j = 1\text{m}$) ;

3-Longueur :

Elle est donnée en fonction des paramètres suivant :

$$L_b = n_p * L + L_{\text{int}} + L_{\text{pf}} + L_B + L_p$$

n_p : nombre de pompes,

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

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

L_{pf} : longueur de la plate-forme de montage.

L_B : longueur de l'armoire électrique.

L_p : longueur du bureau du personnel.

IV-10-4. Dimensionnement du bâtiment de la 1^{ère} station de pompage :

1. La hauteur du bâtiment :

$$H_b = h_5 + h_6 + h_7 + h_8 + h_9$$

$$h_5 = h_p + s_{\text{ocle}} + r_{\text{éserve}}$$

$$h_5 = 0.5 + 0.4 + 0.525 \quad \rightarrow \quad h_5 = 1.425\text{m}$$

$$h_6 = 2.2\text{m} \quad ; \quad h_8 = 0.8\text{m}$$

$$h_7 = 0.3\text{m} \quad ; \quad h_9 = 0.5\text{m} \quad \rightarrow \quad H_b = 5.225\text{m} \text{ on prend } H_b = 6\text{m}$$

2. Largeur :

$$L=l_1+l_2+l_3+l_4+2s$$

$$s=0.2m \quad ; l_1=0.5m \quad ; l_2=0.35m$$

$$l_3+l_4=l_p+l_{tr\ ref}+l_{tr\ asp}+l_c+l_j$$

$$l_p=1.67m \quad ; l_{tr} \geq 2.Dr \rightarrow l_{tr\ ref}=0.5m \quad ; l_{tr\ asp} > 2Da \rightarrow l_{tr\ asp}=0.5m$$

$$l_c=4*(Da-da) \rightarrow l_c=0.5m \quad ; l_j=1m$$

$$l_3+l_4=1.67+0.35+0.35+0.2+1=2.554m$$

$$\rightarrow L=5.42m \text{ on prend } L=5.5m.$$

3. Longueur :

$$L_b=n_p*L+L_{int}+L_{pf}+L_B+L_p$$

$$n_p=4 \text{ pompes (tenant compte de la pompe de secours)}$$

$$L=1.994m \quad ; L_{int}=1m \quad ; L_{pf}=2m \quad ; L_B=3m \quad ; L_p=3m$$

$$L_b=4*1.994+1+2+3+3$$

$$\rightarrow L_b=16.976m \text{ on prend } L_b=17m$$

IV-10-5. Dimensionnement du bâtiment de la 2^{ème} station de pompage :**1. La hauteur du bâtiment :**

$$H_b=h_5+h_6+h_7+h_8+h_9$$

$$h_5=h_p+h_{socle}+h_{reserve}$$

$$h_5=0.5+0.4+0.585 \rightarrow h_5=1.485m$$

$$h_6=2.2m$$

$$h_7=0.3m$$

$$\rightarrow H_b=5.285m \text{ on prend } H_b=6m$$

$$h_8=0.8m$$

$$h_9=0.5m$$

2. Largeur :

$$L=l_1+l_2+l_3+l_4+2s$$

$$s=0.2\text{m} \quad ; l_1=0.3\text{m} \quad ; l_2=0.35\text{m}$$

$$l_3+l_4=l_p+l_{tr\ ref}+l_{tr\ asp}+l_c+l_j$$

$$l_p=1.6 \quad ; l_{tr} \geq 2.Dr \rightarrow l_{tr\ ref}=0.35\text{m} \quad ; l_{tr\ asp} > 2Da \rightarrow l_{tr\ asp}=0.45\text{m}$$

$$l_c=4*(Da-da) \rightarrow l_c=0.3\text{m} \quad ; l_j=1\text{m}$$

$$l_3+l_4=1.6+0.35+0.45+0.3+1=2.638\text{m}$$

$$\rightarrow L=4.75\text{m} \text{ on prend } L=5\text{m}.$$

3. Longueur :

$$L_b=n_p*L+L_{int}+L_{pf}+L_B+L_p$$

$$n_p=3 \text{ pompes (tenant compte de la pompe de secours)}$$

$$L=2.115\text{m} \quad ; L_{int}=1\text{m} \quad ; L_{pf}=2\text{m} \quad ; L_B=3\text{m} \quad ; L_p=3\text{m}$$

$$L_b=3*2.115+1+2+3+3$$

$$\rightarrow L_b=15.345\text{m} \text{ on prend } L_b=15.5\text{m}$$

IV-10-6.Bureaux :

Du chef d'exploitation : $h=3\text{m}$, $S=4.3\text{ m}^2$

Du personnel (magazine) : $h=3\text{ m}$, $S=4.3\text{ m}^2$

IV-10-7.Système anti-incendie:

Si par malheur un incendie se propage dans la station, un dispositif de lutte contre les feux et indispensable pour l'arrêter.

Pour l'arrêter il faut disposer des équipements suivants :

- Des bacs à sable mis aux prés des moteurs d'entraînements
- Des extincteurs mis dans des endroits accessibles par le personnel de gestion
- Une bouche d'incendie alimenté une filière de la conduite d'aspiration.
- Pompes d'incendie.

Pour un volume du bâtiment inférieur à 5000 m^3 :

Le débit nécessaire à maîtriser l'incendie survenu à l'extérieur du bâtiment sera pris égal à 10 l/s. et pour pouvoir atteindre le feu à l'intérieur, on ajoute encore 5 l/s environ.

D'où le débit totale de la pompe : $Q_{tot} = Q_{ext} + Q_{int} = 10 + 5 = 15 \text{ l/s}$.

$$Q_{tot} = 15 \text{ l/s.}$$

La charge de la pompe d'incendie est déterminée en fonction de la hauteur du bâtiment.

$$H_{Pinc} = H + H_{bat} + h_p$$

D'où :

H : la hauteur du bâtiment.

H_{bat} : pression au niveau de la bouche d'incendie.

h_p : pertes de charge (1-2) m.

Pour notre cas $H = 6 \text{ m}$, $H_b = 10 \text{ m}$, $h_p = 1,5 \text{ m}$. ; Donc : $H_{Pinc} = 17,5 \text{ m}$

Un débit $Q = 15 \text{ l/s}$, et une charge calculée $H = 17,5 \text{ m}$, d'après le logiciel de (Capprari),

On a trouvée les résultats suivants :

Tableau IV-13. Caractéristiques de la pompe d'incendie.

Type de pompe.	MEC-A Z 01/65A.
La vitesse de rotation.	2800 tr / min.
La puissance absorbée.	4 Kw.
Le rendement.	76,5%.

IV-11. Dimensionnement des bâches de reprises :

IV-11-1. Les bâches de reprises

Les bâches de reprises sont des réservoirs au sol préservant pour l'accumulation des eaux issues à partir des sources (soient des puits, des barrages ou des stations de pompages) et à alimenter directement des stations de pompage qui relèvent l'eau à une certaine côte

IV-11-2. Bâches de reprise pour différentes stations de pompage :

1-Calcul du volume tampon :

Le volume tampon dans la bache d'aspiration est donné par :

$$Vt = \frac{Q.T}{4} \dots \dots \dots (IV.12)$$

Avec :

Q : débit total qui arrivées à la station de refoulement.

T : Temps entre deux démarrages successifs de la pompe $T = 45 \text{ min}$.

2-Volume de sécurité :

Au bout du temps (t), à partir de l'arrêt de la pompe le débit qui s'écoulera du réservoir sera :

$$q = Q - \frac{Q.t}{T} \dots\dots\dots(IV.13)$$

Avec :

T : Temps de fermeture de la vanne de réglage pris égal à 900s.

Le volume d'eau écoule pendant dt sera :

$$dv = q.dt \dots\dots\dots (IV-14)$$

$$dv = (Q - Q.t / T).dt$$

t : temps de stockage des eaux dans la bache pendant l'arrêt des pompes, pour un meilleur fonctionnement des pompes, et bon entretien du matériel, la durée du cycle s'échelonne entre 6 et 15 min.

Donc : on fixe t = 15 minutes = 900 Second.

En intégrant cette équation entre 0 et 900 on obtient :

$$V_s = (Q.t - Q.t^2/2.T)_0^{900}$$

3-Volume correspondant au signal d'alarme :

La lame d'eau pour le signal d'alarme est $h_a = 10$ cm

$$\text{Sa section : } S = \frac{V_s + V_t}{h} \dots\dots(IV.15)$$

Avec :

h : hauteur de la bache d'aspiration.

IV-11-3.Calcul pour la bache de SP1 :

Sachant que notre débit qui arrive à la station de pompage est un débit total

$$Q_{exp} = 0,066 \text{ m}^3/\text{s}.$$

1- Volume tampon :

$$V_t = \frac{Q.T}{4} \rightarrow V_t = \frac{0,066*45*60}{4} = 44.55 \text{ m}^3$$

2-Volume de sécurité :

$$V_s = (Q.t - Q.t^2/2.T)_0^{900} \rightarrow V_s = 49.5 \text{ m}^3$$

3-Volume correspondant au signal d'alarme :

$$h_a = 10 \text{ cm}$$

$$\text{Sa section : } S = \frac{V_s + V_t}{h}$$

$$\text{Avec : } h = 4 \text{ m}$$

$$S = (44.55 + 49.5) / 4 = 23.51 \text{ m}^2$$

$$\text{Le volume sera : } V_a = h_a \cdot S = 0,1 \cdot 23.51 = 2.35 \text{ m}^3 \quad \text{donc : } V_a = 2.35 \text{ m}^3$$

Le volume total de la bache est :

$$V = V_t + V_s + V_a \quad V = 96.4 \text{ m}^3$$

$$\text{Donc : Le volume normalisé de la bache sera : } V = 100 \text{ m}^3$$

IV-11-4. Calcul pour la bache de SP2 :

Sachant que notre débit qui arrive à la station de pompage est un débit total

$$Q_{\text{exp}} = 0,072 \text{ m}^3/\text{s}.$$

1-du volume tampon :

$$Q = 0.072 \text{ m}^3/\text{s} \quad V_t = \frac{0,072 \cdot 45 \cdot 60}{4} = 48.6 \text{ m}^3$$

2-Volume de sécurité :

$$V_s = (Q \cdot t - Q \cdot t^2 / 2 \cdot T)^{900} \rightarrow V_s = 54 \text{ m}^3$$

3-Volume correspondant au signal d'alarme :

$$h_a = 10 \text{ cm}$$

$$\text{Sa section : } S = \frac{V_s + V_t}{h}$$

$$\text{Avec : } h = 3 \text{ m}$$

$$S = (44.55 + 49.5) / 3 = 34.2 \text{ m}^2$$

$$\text{Le volume sera : } V_a = h_a \cdot S = 0,1 \cdot 34.2 = 3.42 \text{ m}^3 \quad \text{donc : } V_a = 3.42 \text{ m}^3$$

Le volume total de la bache est :

$$V = V_t + V_s + V_a \quad V = 106.02 \text{ m}^3$$

$$\text{Donc : Le volume normalisé de la bache sera : } V = 150 \text{ m}^3.$$

Les dimensions des baches de reprise sont regroupées dans les tableaux suivants:

Tableau IV-14. Tableau donnant les dimensions des baches de reprise pour une forme circulaire.

Bâche de reprise	Volume (m3)	D (m)	S (m ²)	h (m)	R (m)	H (m)
SP 1	100	5.64	25	4	0,5	6.14
SP 2	150	7.98	50	3	0,5	8.48

Sachant que :

$$S = \frac{V}{h} \rightarrow S = \frac{\pi \cdot D^2}{4}, \quad D = \sqrt{\frac{4 \cdot S}{\pi}} \dots \dots (IV.16)$$

S : surface de la bache en (m²) ; V : volume de la bache en (m³)

h : la hauteur de la bache en (m), D : diamètre de la bache en (m)

Tableau IV-15. Tableau donnant les dimensions des baches de reprise pour une forme rectangulaire.

Bâche de reprise	Volume (m3)	L(m)	h (m)	l (m)	S (m ²)	R (m)	H
SP 1	100	5	4	5	25	0,5	4.5
SP 2	150	10	3	5	50	0,5	3.5

IV-12. Protection contre coup de bélier :

IV-12-1. Définition :

Le coup de bélier c'est un phénomène oscillatoire transitoire qui se manifeste dans les conduites en charge, soit gravitaire soit en refoulement. [01]

IV-12-2. Les causes du coup de bélier : [03]

Arrêt brutal d'un ou plusieurs groupes électropompes.

- Démarrages d'un ou plusieurs groupes électropompes.
- Fermeture instantanée ou rapide d'une vanne de sectionnement.
- Le remplissage ou la vidange d'un système d'AEP.
- La mise en marche ou la modification de l'opération d'une turbine.

IV-12-3. Les risques des coups de bélier :

- **Fortes pressions :** Si la somme de la surpression et de la pression et de la pression initiale dépasse la pression maximale admissible de la conduite, il peut avoir fissuration de cette dernière et dislocation des joints.

- **Pressions négatives** : apparaît soit à la suite d'une forte pression, soit à la suite d'un arrêt brusque de la pompe. Si la pression devient inférieure à -10mce → implosion de la conduite, l'aspiration des joints, décollement de l'enduit interne de protection.
- **Fatigue de la conduite** : L'alternance des surpressions et des dépressions provoque la fatigue de la conduite.

IV-12-4. Les remèdes :

-Dimensionnement correct de la conduite tenant compte de la valeur majorant du coup de bélier.

-Etudier et dimensionner les moyens anti-béliers pour :

Atténuer les surpressions et les dépressions.

Economie dans la fabrication des tuyaux.

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

IV-12-5. Calcul des réservoirs d'air :

Le calcul du réservoir d'air permet de déterminer les valeurs de la surpression et de la dépression maximales dans les conduites de refoulement et le volume du réservoir d'air.

Comme méthode de calcul, on distingue :

- **Méthode de VIBERT**

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

- **Méthode de BERGERON**

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

IV-12-6. Dimensionnement de réservoir d'air :

On calculera la célérité d'onde à l'aide de la formule améliorée par SALAH Boualem pour les conduites enterrées :

$$C = \frac{\sqrt{\frac{K}{\rho}}}{\sqrt{1 + \frac{2 \times K \times a \times (1 - v_m^2) \times (1 - v_s)}{(1 - v_m^2) \times a \times E_s + E_m \times e_m \times (1 - v_s)}}} \quad [m/s];$$

Avec :

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

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

E_m : module de Young du matériau de la conduite ; $E_m = 1.2 \times 10^9$ pascal pour le PEHD ;

E_s : module de Young du sol ; $E_s = 2 \times 10^8$ Pascal ;

ν_m : coefficient de poisson du matériau. $\nu_m = 0,45$ (PEHD) ;

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

e_m : Epaisseur de la conduite (m). $e_m = 0,0227\text{m}$ pour le PEHD (DN250) ;

a : rayon intérieur de la conduite (m).

La charge tenant compte du coup de bélier :

$$Z = H_g + \frac{C \times V_0}{g} \text{ [m]};$$

V_0 : vitesse moyenne de refoulement en (m/s).

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

H_g : la hauteur géométrique (m).

La charge statique absolue:

$$Z_0 : H_g + 10 \text{ [m]};$$

La charge maximale absolue:

$$Z_{\max} = Z + 10 \text{ [m]};$$

On a:

$$\frac{Z_{\max}}{Z_0}$$

$$h_0 = \frac{V_0^2}{2 \times g} \Rightarrow \frac{h_0}{Z_0}$$

\Rightarrow Abaque de VIBERT $\Rightarrow \frac{U_0}{L \times S}, \frac{Z_{\min}}{Z_0}$; voir **Annexe (II)**

A partir de $\frac{U_0}{L \times S}$, L et S , on tire U_0 , donc :

$$U_0 \times Z_0 = U_{\max} \times Z_{\min} \Rightarrow U_{\max} = \frac{U_0 \times Z_0}{Z_{\min}};$$

Avec U_{\max} est le volume du réservoir d'air en (m³).

Application :

1) Les données de base

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

Tableau IV-16. Les caractéristiques des différents tronçons de refoulement.

Adduction	Type de matériau	D (mm)	S (m ²)	V (m/s)	L (m)	Hg (m)
(SP1-SP2)	PEHD	250	0.0490625	1,47	8229	122.65
(SP2-RT)	PEHD	250	0.0490625	1,47	5596	127.74

2) Calcul de la célérité d'onde C.

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

Tableau IV-17. Calcul de célérité d'onde des différents tronçons de refoulement.

Adduction	K (Pa) (*10 ⁹)	ρ (Kg/m ³)	a (m)	v _m	v _s	E _s (Pa) (*10 ⁸)	E _m (Pa) (*10 ⁹)	e _m (m)	C (m/s)
(SP1-SP2)	2,07	1000	0.1023	0.45	0.33	2	1.2	0.0227	523.73
(SP2-RT)	2,07	1000	0.1023	0.45	0.33	2	1.2	0.0227	523.73

3) Calcul des capacités des différents réservoirs d'air.

Les résultats trouvés pour le calcul de volume des réservoirs d'air sont regroupés dans le tableau suivant:

Tableau IV-18. Calcul de volume des différents réservoirs d'air de refoulement.

Adduction	(SP1-SP2)	(SP2-RT)
Z_0 (m)	132.65	137.74
Z_{\max}	211.13	216.22
V_0 (m/s)	1.47	1.47
g (m/s ²)	9,81	9,81
h_0	0.1101	0.1101
h_0 / Z_0	$8,3 \cdot 10^{-4}$	$7,99 \cdot 10^{-4}$
Z_{\max} / Z_0	1.59	1.57
$U_0 / (L \cdot s)$	$9 \cdot 10^{-3}$	$8,9 \cdot 10^{-3}$
Z_{\min} / Z_0	0.67	0.675
U_0 (litres)	3634	2444
U_{\max} (litres)	5424	3621
Volume normalisé (litres)	5500	4000

Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons dimensionné l'intégrale de la station de pompage, en effet on a pu déterminer les pompes adéquates à cette adduction ainsi que les dimensions des différents équipements en amont et en aval de la pompe et les dimensions du bâtiment, et à la fin la protection de la conduite contre le coup de bélier par des réservoirs d'air.

Introduction :

Les réservoirs sont, en général, nécessaires pour pouvoir alimenter convenablement une agglomération en eau potable.

Dans ce chapitre, on s'intéresse à faire un dimensionnement pour déterminer la capacité des réservoirs

V-1. Fonctions techniques des réservoirs existants : [07]

- Les réservoirs constituent les organes régulateurs de pression et de débit entre le régime de production et celui de la consommation.
- Ils permettent d'emmagasinier 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 désamorçe 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 sont pas susceptibles d'altérer l'eau
- Etablir de façon à préserver l'eau contre les variations de la température.

V -2.Classification des réservoirs: [05]

- 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

V -3.Emplacement des réservoirs

L'emplacement du réservoir pose souvent un problème délicat à résoudre. Pour cela nous sommes amenés à tenir compte des certaines considérations techniques et économiques suivantes :

- Il est préférable que l'emplacement puisse permettre une distribution gravitaire, c'est-à-dire que la côte du radier doit être supérieure à la côte piézométrique maximale dans le réseau.

- Pour des raisons économiques, il est préférable que son remplissage se fasse gravitairement, c'est-à-dire le placer à un point bas par rapport à la prise d'eau.
- L'implantation doit se faire aussi de préférence, à l'extrémité de la ville ou à proximité du centre important de consommation.
- L'emplacement du réservoir doit être choisi de telle façon à pouvoir satisfaire les abonnés ;

V -4.Dimensionnement du réservoir tampon :

Le réservoir de Thenia joue le rôle, de tampon et de mise en charge, qui sert à Transiter le débit refoulé par (SP2) gravitairement vers les réservoirs d'alimentation.

Le volume de réservoir sera déterminé selon la formule suivante :

$$V_t = \frac{Q_{tr}}{2} * t$$

Avec :

Q_{tr} : débit transite ($Q_{tr}=259.2 \text{ m}^3/\text{h}$).

t : temps de fermeture de la vanne télécommandée située ($t=2.5\text{h}$)

$$V_t = \left(\frac{259,2}{2} \right) * 2.5 = 324\text{m}^3$$

$$V_T = V_{inc} + V_t = 120 + 324 = 444\text{m}^3$$

On opte pour un réservoir de capacité égale à 500 m^3 .

V -5. Forme de réservoirs tampon:

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

Circulaire puisque nos volumes sont tous inférieure à 10000 m^3 . La hauteur de

L'eau dans la cuve est comprise entre 3 et 6 m en moyenne,

- La hauteur de la cuve est $H=6\text{m}$.
- Une cuve cylindrique avec un diamètre : $D = \sqrt{\frac{4V}{\pi H}} = 10.3\text{m}$
- $D = 11 \text{ m}$

V -6.Les équipements du réservoir :

Pour permettre leur exploitation les réservoirs sont munis de plusieurs conduites, organes et accessoires .Chacun d'eux est équipé entre autre de:

V-6-1. Conduite d'arrivée ou d'alimentation :

La conduite d'adduction a son débouché dans le réservoir et doit pouvoir s'obturer quand l'eau atteint dans la cuve son niveau maximal, Obturation par robinet-flotteur si l'adduction est gravitaire ou un dispositif permettant l'arrêt du moteur si l'adduction s'effectue par refoulement. [05]

Cette conduite peut être installée de plusieurs manières:

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

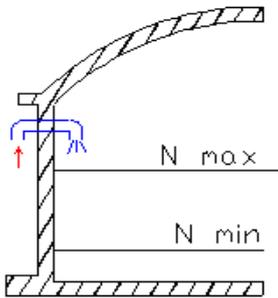


Figure V-01: Arrivée par surverse
(Chute libre).

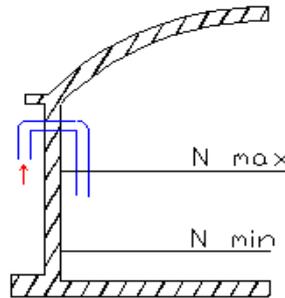


Figure V-02: Arrivée par sur verse
(Noyée).

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

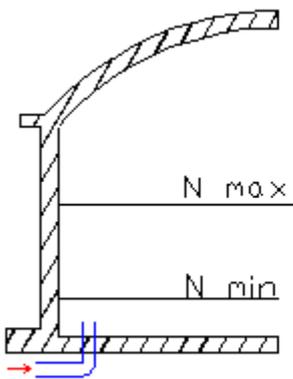


Figure V-03: Arrivée par dessous
(Par le fond).

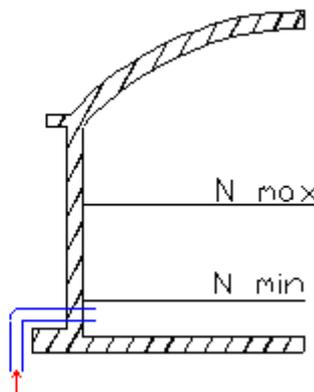


Figure V-04: Arrivée par dessous
(Par le bas).

Remarque

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

V-6-2. Conduite de départ ou de distribution : [05]

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

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

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

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

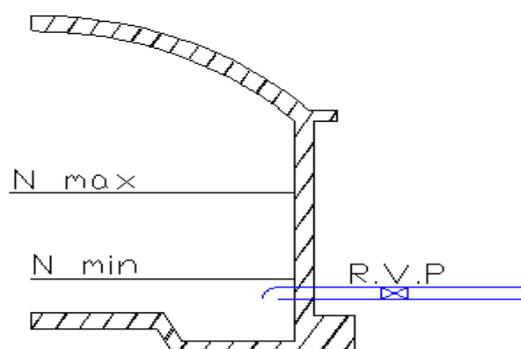


Figure V-05: Conduite de départ.

V-6-3. Conduite de trop-plein : [05]

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

La canalisation de trop-plein débouchera à un exutoire, mais on peut craindre par cet exutoire une pollution ou une introduction d'animaux ou de moustiques qui pourraient ainsi pénétrer dans le réservoir, ainsi on place un joint hydraulique constitué par un siphon qui maintient en eau le tronçon.

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

V-6-4. Conduite de vidange : [05]

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

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

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

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

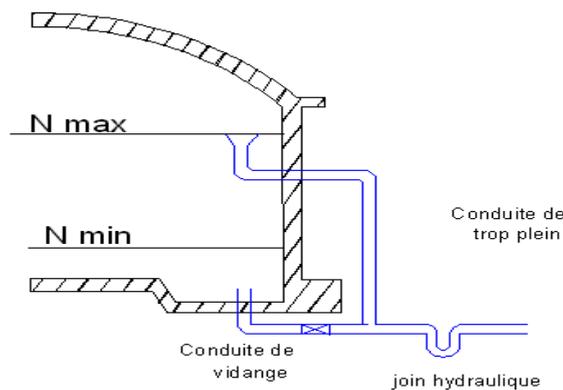


Figure V-06: Conduite de vidange et de trop plein.

V-6-5. Conduite by-pass : [05]

En cas d'indisponibilité de nettoyage ou réparation si le réservoir n'est pas compartimenté il est bon de prévoir une communication entre les deux conduites (adduction et distribution).

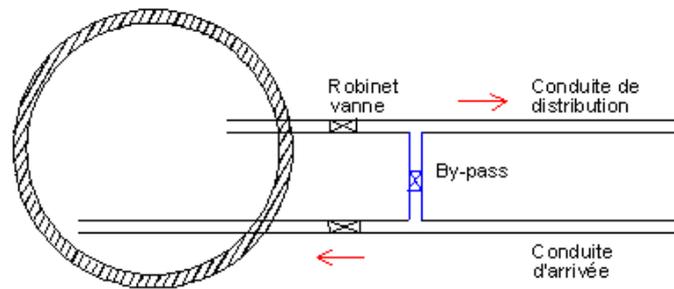


Figure V-07: Conduite by-pass.

Conclusion :

Dans notre projet nous avons un seul réservoir tampon de forme circulaire dont on a déterminé la capacité qui est de 500m³.

Introduction :

L'organisation de chantier 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

VI-1. Implantation du tracé des tranchées sur le terrain :**a) Matérialisation :**

On matérialise l'axe de la tranchée sur le terrain avec des jalons placés en ligne droite et espacés de 50 m. On effectue ce travail en mesurant sur le plan leurs distances par des repères fixés où des bornes.

La direction des axes et leurs extrémités sont ainsi bien déterminée.

b) Nivellement :

Le nivellement est la mesure des différences d'altitudes entre deux ou plusieurs points situés sur une pente uniforme. 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 ce point.

VI.2-Excavation des tranchées :

Cette opération se divise en deux étapes :

VI-2-1. Enlèvement de la couche végétale :

l'opération de décapage des terres végétales sur des faibles profondeurs Le volume de la couche à décapé donnée par la formule suivante :

$$V_{cv} = L. b. e \quad (\text{VI-1})$$

V_{cv} : volume de la terre décapée en (m³)

L : longueur total des tranchées en (m),

b : largeur de la couche végétale en (m),

e : épaisseur de la couche en (m), e = 10 cm

Pour la réalisation de cette opération, On opte pour un bulldozer ou un angledozer.



Figure VI-1. un angledozer

VI-2-2. Excavation :

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

Garder la fraîcheur de l'eau pendant les grandes chaleurs.

Protéger la canalisation contre le gel.

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

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

Pour la réalisation de cette opération, on opte pour 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) ;



Figure VI-2. Pelle mécanique

VI-2-2-1. La profondeur (H_{tr}) :

La profondeur de la tranchée dépend du diamètre de la conduite.

Elle est donnée par la relation suivante : $H_{tr} = D + h + h_1$ (VI-2)

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.

On prend : $h = 1$ m.

h_1 : épaisseur du lit de pose $h_1 = 0,2$ m.

D'où : $H_{tr} = 1,2 + D$ (m).

VI-2-2-2. Largeur de la tranchée :

La largeur de la tranchée sera calculée en fonction du diamètre de la conduite on laisse 30 cm d'espace de chaque côté de la conduite.

$b = D + 0,6$ m.

b : largeur de la tranchée (m) et D : diamètre de la conduite (m).

VI-2-2-3. Section de la tranchée:

Les sections des tranchées sont :

$$\boxed{Str = H_{tr} \times b} \quad (VI-3)$$

H_{tr} : profondeur total de la tranchée (m) ;

b : largeur du fond de la tranchée (m) ;

VI-2-2-4. Volume à excaver :

Le volume d'excavation est : $V_D = S_{tr} \cdot L = (b \cdot H_{tr}) \cdot L$ (VI-4)

V_D : Volume du déblai (m³)

Str : La section du tranché (m²).

L : La longueur du tranché (m).

b : La largeur de la tranché (m). H_{tr} : La hauteur du tranché (m).

Tableau N°VI-1. Calcul du volume du déblai:

D (mm)	L (m)	b (m)	Htr (m)	Str (m2)	V Deblai(m3)	V Decapage
90	141	0.69	1.29	0.890	125.50	9.729
200	7093	0.8	1.4	1.120	7944.16	567.44
250	13845	0.85	1.45	1.233	17063.96	1176.825
Volume total					25133.63	1753.994

VI-3. Détermination de la capacité du godet :

A travers ce volume calculé, nous déterminons la capacité du godet pour notre pelle.

Tableau N°VI-2 . 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 supérieur à 20000 m³, on opte pour une pelle avec une capacité du godet égale à 1.25 m3.

VI-4. 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 godet 1.25 m3.

K_R : coefficient de remplissage du godet K_R = 0,8 - 0,9 on prend K_R = 0,8

K_t : 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 K_t = 0,8

K_f : coefficient de foisonnement du sol K_f = 1,2.

T_c : la durée d'un cycle de remplissage du godet T_c = (15-30) s, on prend T_c = 20 s.

$$AN : R_p = \frac{3600 \times 1.25 \times 0,8 \times 0,8}{20 \times 1,2} = 120 m^3 / h$$

Si on prend une durée de travail de 8 heures par jour R_p = 960 m3/j.

VI-5. La durée 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)

$$\text{AN : } T = \frac{82732}{960} = 87 \text{ jours} = \mathbf{2 \text{ mois et } 27 \text{ jours}}$$

VI-6. Lit de sable :

Le long de l'adduction, la conduite doit être posée sur un lit de sable de 15 cm d'épaisseur

$$V_s = b * e * L \quad (\text{VI-5})$$

V_s : volume du lit de sable (m³) ;

e : épaisseur du lit de sable, e = 15 cm ;

L : longueur de la tranchée (m).

Les résultats de calcul du volume du lit de sable figurent dans le tableau N°VI-3

Tableau VI-3. Calcul du volume du lit de sable :

Tronçon	b (m)	e(m)	L(m)	V(m ³)
F1-SP1	0.8	0.15	2942	353.04
F2-SP1	0.8	0.15	4191	502.92
ZB6-SP1	0.69	0.15	141	14.5935
SP1-SP2	0.85	0.15	8229	1049.1975
SP2-RT	0.85	0.15	5596	713.49
Volume total				2633.241

VI-7. 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.

$$S_c = \pi * D^2 / 4 \rightarrow V_c = S_c * L \quad (\text{VI-6})$$

S_c : section de la conduite (m²).

D : diamètre de la conduite (m). V_c : volume de la conduite (m³) .

Tableau VI-4. Calcul du volume de la conduite :

Tronçon	D (mm)	SC (m ²)	L (m)	V (m ³)
F1-SP1	200	0.0314	2942	92.38
F2-SP1	200	0.0314	4191	131.60
ZB6-SP1	90	0.0064	141	0.90
SP1-SP2	250	0.0491	8229	403.74
SP2-RT	250	0.0491	5596	274.55
Volume total				903.16

VI-8. Le volume des remblais :

Le volume des remblais est : $V_r = V_{exc} - V_s - V_c$

Avec :

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.

A.N : $V_r = 25133.63 - 2633.241 - 903.16 = 21597.23 \text{ m}^3$. $V_r = 21597.23 \text{ m}^3$

Tableau N°VI-5. Volumes des travaux de l'adduction :

N°	Désignation	Unité	Quantité
1	Déblais	m ³	25133.63
2	Lit de sable	m ³	2633.241
3	La conduite	m	903.16
4	Remblais	m ³	21597.23

VI-9. 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 principales opérations à exécuter sont :

A : Décapage de la couche de terre végétale.

B:Piquetage

C : Exécution des tranchées et des fouilles pour les vannes.

D : Aménagement du lit de pose.

E : La mise en place des canalisations en tranchée

F : Assemblage des tuyaux

G : Faire les essais d'étanchéité pour les conduites et joints.

H:Remblai des tranchées.

I. Travaux de finition.

Tableau N° VI-6 . Détermination du délai de la réalisation :

OPERATION	TR(jours)	DP		DPP		MT
		DCP	DFP	DCPP	DFPP	
A	35	0	35	0	35	0
B	15	35	50	35	50	0
C	70	50	120	50	120	0
D	60	120	180	135	195	15
E	75	120	195	120	195	0
F	75	120	195	120	195	0
G	35	120	155	160	195	40
H	35	195	230	195	230	0
I	35	230	265	230	265	0

Les chemins critiques : A-B-C-E -H-I / A-B-C-F -H-I $\sum TR = 265$ jours.

Avec :

TR: temps de réalisation , MT : marge totale.

DCP : date de commencement au plutôt, DFP : date de finition au plutôt.

DCPP: date de commencement au plus tard, DFPP : date de finition au plus tard

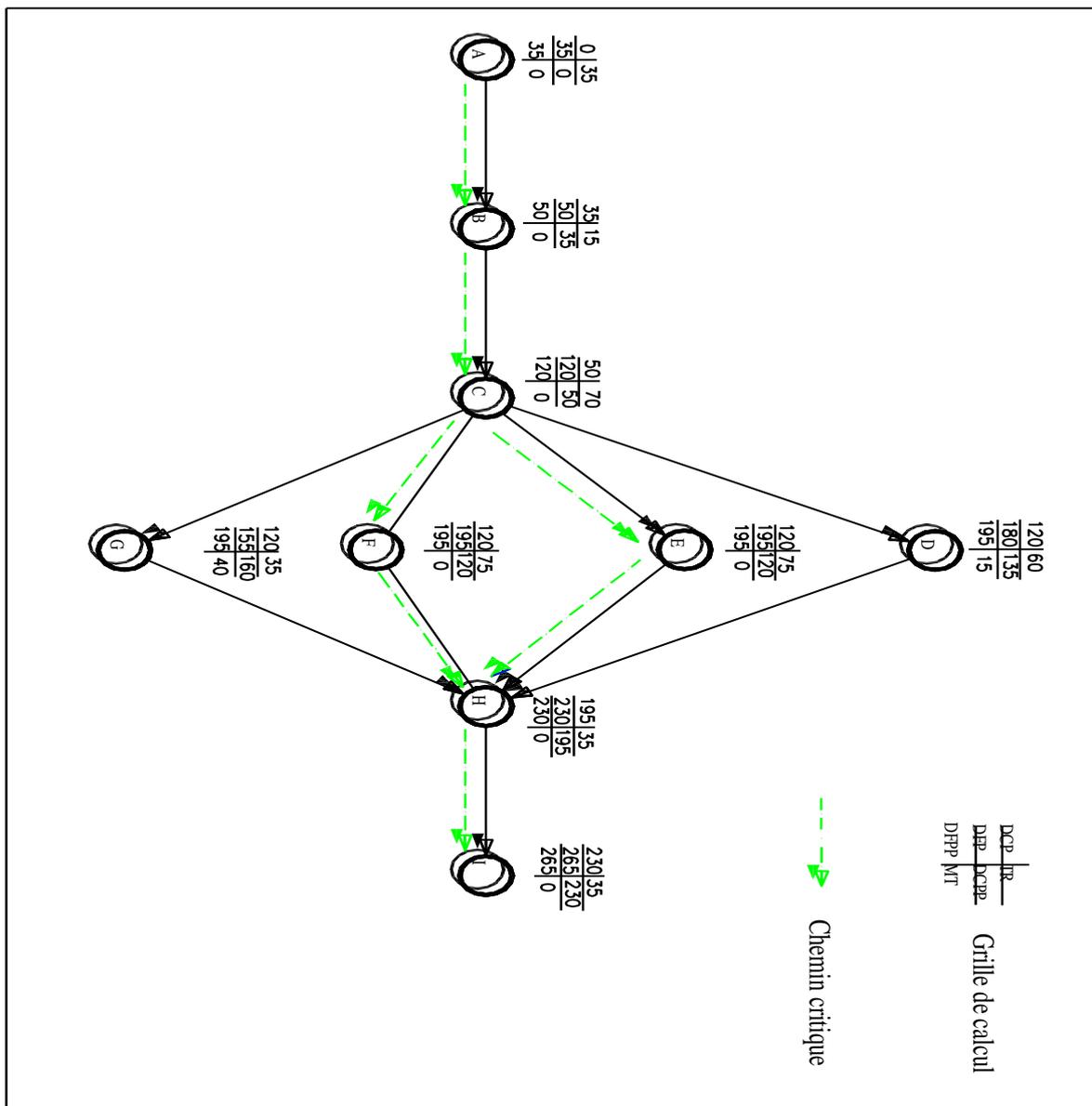


Figure VI-3. Réseau à nœud

VI-10. Evaluation du projet

Cette partie du mémoire est très importante, car elle permet d'avoir une idée sur le coût de réalisation du projet.

Cette évaluation consiste à déterminer les quantités de toutes les opérations effectuées sur le terrain pour la réalisation du projet, ensuite les multiplier par le prix unitaire correspondant, et enfin, on trouve le coût total du projet.

VI-11. Devis estimatif d'établissement de la conduite de transfert :

Tableau N°VI-7. Devis estimatif de l'établissement de la conduite de transfert :

Désignation	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
1- terrassement				
Décapage	m3	1753.954	300	526186.2
Déblais	m3	25133.63	600	15080178
Pose de lit du sable	m3	2633.241	2000	5266482
Remblaiement des tranchées avec du tout venant	m3	21597.23	500	10798615
évacuation des déblais excédentaires	m3	3536.4	200	707280
2- transport et pose de canalisations				
conduite ø 90	ml	0.9	995	895.5
conduite ø 200	ml	223.98	2892	647750.16
conduite ø 250	ml	678.29	4464	3027882.1

VI-12. Devis global :

Tableau N°VI-8. Devis estimatif global :

Nature des charges	Charges en DA
Terrassement	32378741.2
Conduites	3676527.76
Totale HT	36055269

Conclusion :

Ce chapitre nous a permis de savoir comment faire les travaux pour réaliser un réseau d'adductions en eau potable sur un chantier dans les meilleures conditions et le bon fonctionnement.

Comme deuxième étape, nous avons entrepris une planification des travaux de l'adduction qui est nécessaire pour le bon déroulement des travaux et le suivi de la réalisation du projet.

Enfin le choix des engins les plus appropriés pour le bon déroulement des différentes étapes du projet.

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 pour la pose des conduites et en même temps, lancer la réalisation des stations de pompage, puis faire les raccordements.

CONCLUSION GENERALE

Au cours de ce présent travail, nous pensons avoir cerné les différentes phases d'élaboration d'un projet d'adduction d'eau potable, ceci dans le but du renforcement de l'approvisionnement en eau potable de la ville d'EL BAYADH à partir des ressources souterraines.

En premier lieu nous avons fait une brève description de cette ville, et collecté les données nécessaires, qui nous permettent de mener à bien notre projet.

L'importance des besoins en eau estimés pour les localités concernées par l'étude, par rapport aux sources existantes, a entraîné la nécessité de prévoir le renforcement à partir des forages d'El HODNA avec un débit de 5702,4m³ /j.

Vue l'étude du tracé et la nature de terrain, nous avons projeté deux stations de pompes qui refoulent vers un réservoir tampon.

Pour le réseau d'adduction nous avons opté le PEHD comme matériau pour ses divers avantages.

La présence de la station de pompage joue un rôle principal dans notre projet c'est pour cela que nous avons fait le dimensionnement des bâtiments, nous avons choisi trois pompes et une pompe de secours pour la première station et deux pompes plus une pompe de secours pour la deuxième station. Nous avons fait le dimensionnement des bâches de reprises et le réservoir tampon, par la suite nous sommes passés à l'étude du phénomène du coup de bélier en déterminant le volume du réservoir d'air. Et enfin l'organisation du chantier pour la réalisation de ce projet dans les plus brefs délais et les meilleures conditions.

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.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

Ouvrages généraux

- [01] **A. DUPONT** « Hydraulique urbaines (Exercices et projets) » Edition EYROLLES,p210 ,
- [02] **A.G.H.T.M** « les stations de pompage », Paris 1982, édition Technique et Documentation, p.101, 102, 103, 104, 105.
- [03] **A. LENCASTRE** « Hydraulique générale », Paris 1996 , édition Eyrolles, p369.
- [04] **ERIC DROUART** et **MICHEL VOUILLAMOZ** «Alimentation en eau des populations menacées», 1999, édition Hermann,p145
- [05] **J.BONNIN** «Hydraulique urbaine », Paris 1986, édition Eyrolles, , p108
- [06] **JEAN PIERE BONNIVILLE** «Hydraulique appliquée aux installations d’extinction», Presse internationales polytechnique 2002.p115,153
- [07] **M. CARLIER** « Hydraulique générale et appliquée », Paris 1972 , édition Eyrolles, p289.

Annexe (I)

UNITE TUBE

GAMME DE PRIX
TUBES PEHD EAU (PE80 & PE100)

(Prix Valable à compter du : 01 AVRIL 2010)
Selon la Norme ISO 4427

TUBES PEHD : PN 06				
Code	Diam. Ext.	EP. mm	Prix H.T DA/ML	Prix TTC DA/ML
13003	Ø20	-	35,28	42,45
13004	Ø25	-	48,35	56,67
13009	Ø40	2.0	64,6	76,58
13012	Ø50	2.4	88,25	114,95
13015	Ø63	3.0	160,25	197,49
13018	Ø75	3.6	225,21	283,48
13022	Ø90	4.3	298,03	346,35
13025	Ø110	4.0	357,86	418,70
13040	Ø125	-	473,08	553,50
13030	Ø160	5.8	770,65	901,89
13044	Ø200	7.2	1 163,39	1 361,17
13056	Ø250	9.1	1 850,00	2 281,5
13042	Ø315	11.4	3 080,00	3 503,6
13039	Ø400	14.5	6 134,24	6 007,08
13051	Ø500	19.1	6 938,93	8 117,61
13052	Ø630	24.1	12 682,50	14 838,53

TUBES PEHD : PN 10				
Code	Diam. Ext.	EP. mm	Prix H.T DA/ML	Prix TTC DA/ML
P3513000	Ø20	-	29,07	34,01
P3513004	Ø25	2.5	38,28	44,79
P3513007	Ø32	2.5	55,48	64,81
P3513010	Ø40	3.0	84,10	98,40
P3513013	Ø50	3.7	135,28	158,25
P3513016	Ø63	4.7	209,89	245,34
P3513019	Ø75	5.6	300,60	351,58
P3513023	Ø90	5.4	359,09	420,14
P3513026	Ø110	6.6	640,50	632,39
P3513028	Ø125	7.4	660,13	772,35
P3513031	Ø160	9.5	1 142,25	1 336,43
P3513033	Ø200	11.9	1 650,84	1 931,48
P3513035	Ø250	14.8	2 595,00	3 036,15
P3513041	Ø315	18.7	4 093,57	4 789,47
P3513038	Ø400	23.7	6 886,74	7 837,53
P3513043	Ø500	29.7	10 152,51	11 878,44
P3513048	Ø630	37.4	16 738,78	18 414,38

TUBES PEHD : PN 16				
Code	Diam. Ext.	EP. mm	Prix H.T DA/ML	Prix TTC DA/ML
01	Ø20	2.3	32,18	37,88
03	Ø25	2.8	50,84	59,48
06	Ø32	3.6	78,51	91,86
08	Ø40	4.5	120,85	141,51
11	Ø50	5.6	188,28	220,29
17	Ø63	7.1	297,95	348,60
20	Ø75	8.4	407,8	477,13
24	Ø90	8.2	510,71	597,53
27	Ø110	10.0	757,19	885,91
29	Ø125	11.4	987,90	1 132,44
32	Ø160	14.6	1 850,00	1 826,20
34	Ø200	18.2	2 472,00	2 892,24
35	Ø250	22.7	3 815,00	4 463,66
36	Ø315	28.6	6 850,00	8 844,50
37	Ø400	36.3	9 320,00	10 904,40
38	Ø500	45.4	14 911,00	17 445,87
39	Ø630	57.2	23 123,50	27 054,50

TUBES PEHD : PN 20				
Code	Diam. Ext.	EP. mm	Prix H.T DA/ML	Prix TTC DA/ML
P3513101	Ø20	2.3	38,01	44,47
P3513102	Ø25	3.0	53,29	62,35
P3513103	Ø32	3.6	82,22	96,20
P3513104	Ø40	4.5	128,15	149,94
P3513105	Ø50	5.6	200,7	234,62
P3513106	Ø63	7.1	338,73	396,31
P3513107	Ø75	8.4	447,35	523,40
P3513108	Ø90	10.1	627,09	733,70
P3513109	Ø110	12.3	848,86	1 110,17
P3513110	Ø125	14.0	1 202,75	1 407,22
P3513111	Ø160	17.9	1 947,69	2 278,68
P3513112	Ø200	22.4	3 121,70	3 652,39
P3513113	Ø250	27.9	4 848,33	5 670,21
P3513114	Ø315	35.2	7 585,88	8 875,48
P3513115	Ø400	44.7	12 110,03	14 168,74
P3513044	Ø500	55.8	19 063,81	22 304,66
	Ø630	-	-	-

Longueur de Tubes : du Diamètre 25 mm au 110 mm sont des Couronnes (Rouleaux) de 100 ML.
Longueur de Tubes : du Diamètre 125 mm au 400 mm sont des tubes de 12 ML.
Longueur de Tubes : du Diamètre 500 mm au 630 mm sont des tubes de 05 m.

SARL K-PLAST
Transformation de Plastiques

Annexe (II):Abaque de VIBERT.

ABAQUE

DE M. VIBERT

POUR LE CALCUL SIMPLIFIÉ
DES RÉSERVOIRS D'AIR

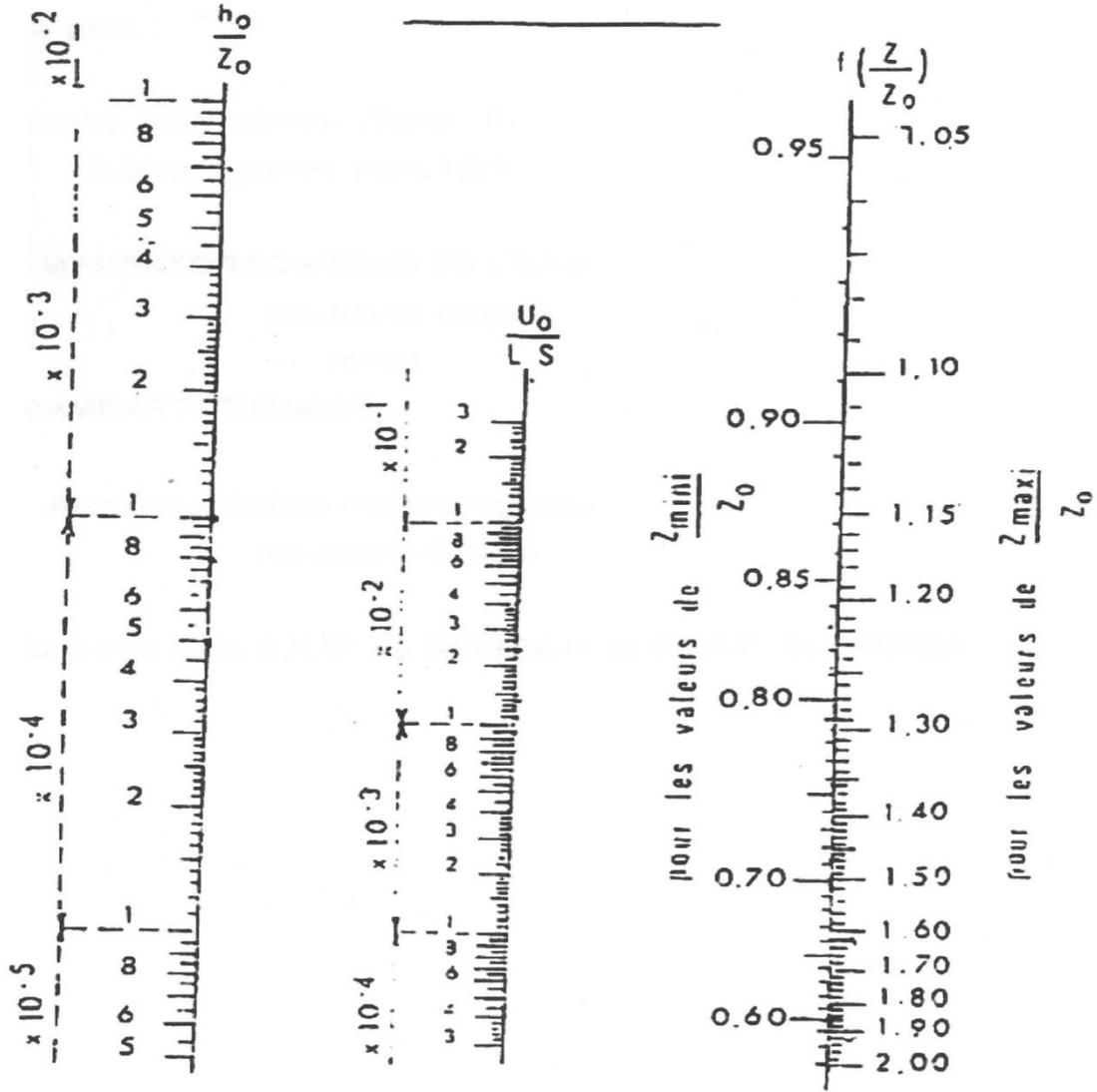


PLANCHE XXVII