

Higher National School of Hydraulic

The Library

Digital Repository of ENSH



المدرسة الوطنية العليا للري

المكتبة

المستودع الرقمي للمدرسة العليا للري



The title (العنوان):

Etude d'adduction et de renforcement d'alimentation en eau potable de la commune de Khemis el Khechna (w. Boumerdes).

The paper document Shelf mark (الشفرة) : 1-0048-13

APA Citation (APA توثيق):

Taibaoui yahia, Abdelkhalek (2013). Etude d'adduction et de renforcement d'alimentation en eau potable de la commune de Khemis el Khechna (w. Boumerdes)[Mem Ing, ENSH].

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

Digital Repository of ENSH aims to limit scientific production, whether published or unpublished (theses, pedagogical publications, periodical articles, books...)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

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

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

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

المستودع الرقمي للمدرسة مبني على المنصة المفتوحة و يتم إدارته من طرف 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 :

**ETUDE D'ADDUCTION ET DE RENFORCEMENT
D'ALIMENTATION EN EAU POTABLE DE LA
COMMUNE DE KHEMIS EL KHECHNA W.BOUMERDES**

Présenté par :

M^r TAIBAOUI YAHIA ABDELKHALEK

DEVANT LES MEMBRES DU JURY

Nom et prénom	Grade	Qualité
M^r B. SALAH	Professeur	Président
M^r M.S BENHAFID	M.A.A	Examinateur
M^{me} W.MOKRANE	M.A.A	Examinatrice
M^r A.HACHEMI	M.A.A	Examinateur
M^r M.BOUZIANE	M.A.B	Examinateur
M^r O.KHODJET KESBA	M.C.A	Promoteur

Septembre – 2013

REMERCIEMENT

REMERCIEMENT

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

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

Par la même occasion je remercie :

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

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

Mes amis, pour avoir beaucoup de sollicitudes, à savoir: Belkacem, Amine, Aberrahmen, Yacine, Marwan, Mehdi, Tarek, Aicha et tous les autre..

Mes remerciements vont également à : toutes les personnes qui ont Contribuées de près ou de loin à la réalisation de ce mémoire.

T. YAHIA

DEDICACE DEDICACE

Je dédie ce modeste travail d'abord à mes très chers parents pour tous leurs sacrifices corps et âme afin de m'offrir le repos et le bonheur. Pour l'éducation qu'ils m'ont inculquée, pour leur soutien moral et matériel dont j'ai bénéficié à chaque fois que j'en ai en besoin, pour l'amour et la tendresse qu'ils m'ont réservé et la patience et le dévouement qu'ils m'ont insufflés.

Très chers parents, je ne vous remercierai jamais assez pour vos actes.

Ensuite à mes adorables sœurs et frères, mes oncles, mes tantes et toute ma famille sans oublier mes amis que je les considère comme mes frères.

T. YAHIA

ملخص:

الهدف الأساسي من هذه المذكرة هو دراسة مشروع التزويد بالمياه الشروب لدائرة خميس الخشنة ولاية بومرداس و هذا بواسطة الإمداد بالدفع. تركز الدراسة على تقدير الحاجيات من الماء و تصميم النظام الذي يسمح بتحويل المياه بالإمدادات انطلاقا من حقل الاستخراج إلى غاية الخزان تشمل هذه الدراسة تحديد أبعاد أنابيب النقل وحجم الخزانات و محطة الضخ و حماية الأنابيب من ظاهرة الطرق المائي بواسطة تنصيب خزانات هوائية .

Résumé :

L'objectif principal de ce mémoire est de faire l'étude d'alimentation en eau potable de la commune de Khemis El Khechna par une adduction par refoulement. L'étude consiste à estimer les besoins en eau et projeter le système permettant le transfert des eaux par adduction à partir d'un champ de captage jusqu'au réservoir de stockage. Cette étude constitue le dimensionnement de l'adduction, les capacités des réservoirs, les stations de pompage et la protection des conduites contre le phénomène de coup de bélier par l'installation des réservoirs d'air.

Abstract:

The purpose of our work is to do a study of a drinking water supply for the city of Khemis El Khechna with elaboration of network adduction by pushing back. The study consists of estimation of water needs and plans the system to transfer of water by pushing back from catch field to the storage tank. This study involves determining pipeline, pumping stations and reservoir dimensions as well as protection against water hammer by the installation of air reservoirs.

SOMMAIRE

Introduction générale	1
------------------------------------	---

Chapitre I: Présentation de la zone d'étude

Introduction.....	2
I.1 : Situation géographique.....	2
I.2.Situation climatologique	4
I.2.1.Climat.....	4
I.2.2.Température.....	4
I.2.3.Pluviométrie.....	4
I.3.Séismicité	4
I.4.Relief et géomorphologie.....	5
I.5. Géologie	5
I.6.Population.....	6
I.7.Situation hydraulique actuelle	6
I.7.1.Ressources en eaux.....	6
I.7.2. Les adductions.....	7
I.7.3.Les ouvrages de stockage	7
Conclusion.....	7

Chapitre II: Estimation des besoins en eau

Introduction	8
II.1. Evolution de la population à l'horizon d'étude.....	8
II.2. Estimation des besoins en eau potable	9
II.2 .1.1.L'évaluation de la consommation moyenne journalière	9
II.2.1.2 .Calcul les besoins moyens journaliers à l'horizon 2035	9
II .2.2 .Besoins d'équipements	11

II .2.3 . Bilan des besoins moyens en eau	11
II.3. Variations de consommation maximale et minimale journalière	13
II .3. 1. Consommation maximale journalière	13
II.3.2. Consommation minimale journalière.....	14
II.4.Variation des débits horaires	15
II.4.1.Débit moyen horaire :	15
II.4.2.Consommation maximale horaire:	16
II.4.3.Consommation minimale horaire	16
II.4.3.Evaluation de la consommation horaire en fonction du nombre d’habitant..	18
II.5. Calcul de déficit de consommation	22
Conclusion.....	22

Chapitre III: Champ de captage

Introduction	26
III.1. Présentation du champ de captage	26
III.2. Situation du champ de captage	26
III.3. Répartition des forages dans le champ de captage	27
III.4. Caractéristiques des forages projetés :	27
III.5. Calcul de volume de production journalière des forages :	28
III.6. Bilan entre le débit des ressources existantes et projetées avec les besoins maximales journalières.....	28
Conclusion.....	29

Chapitre IV: Les reservoirs

Introduction	30
IV.1. choix de la cote d’implantation et emplacement des réservoirs.....	30
IV.2. Classification des réservoirs [1]	30
IV.3. Choix du réservoir.....	31

IV.4. Equipements du réservoir	31
IV.4.1. Conduite d'arrivée ou d'alimentation.....	31
a) Par Le haut	31
b) Par Le bas.....	31
IV .4.2. Conduite de départ ou de distribution	31
IV.4.3 . Conduite de trop-plein.....	32
IV.4.4 . Conduite de vidange	32
IV .4.5. Conduite by-pass.....	32
IV.4.6. Matérialisation de la réserve d'incendie	32
IV.5. Rôles des réservoirs	34
IV .6. Calcul de la capacité des réservoirs	34
a)La méthode analytique.....	35
b)Méthode graphique.....	35
IV .6. 2. Calcul de la capacité de la bêche d'aspiration:.....	37
IV .7. Formes et dimensions des réservoirs [2].....	38
IV .8. Entretien des réservoirs	40
Conclusion.....	40

Chapitre V : Etude d'adduction

Introduction	40
V.1.Quelques notions simples sur l'adduction.....	40
V.1.1. Types d'adduction [2]	40
V.1.1.1.Adduction gravitaire	40
V.1.1.2.Adduction par refoulement.....	40
V.1.1.3.Adduction mixte	40
V.1.2. Adduction et types d'écoulement.....	40
V.1.2.1. Ecoulement à surface libre	40
V.1.2.2. Ecoulement en charge	40
V.1.3. La ligne piézométrique	41
V.1.4. L'air dans les tuyauteries	41

V.1.5. Dépôts dans l'adduction	41
V.1.6. Choix du trace	41
V.1.7. Choix du type du matériau de la tuyauterie	42
V.2. Description de la variante proposée	43
V.3. caractéristiques générales du transfert	45
V.4. Dimensionnement de l'adduction par refoulement.....	46
V.4.1. Diamètres économiques	46
V.4.2. Choix de la gamme des diamètres [2]	46
V.4.3. Calcul des pertes de charge	47
V.4.3.1. pertes de charge linéaires	47
V.4.3.2. Pertes de charge singulières.....	48
V.4.3.3. Pertes de charge totales (ΔH_t).....	48
V.4.4. Calcul de la hauteur manométrique totale.....	48
V.4.5. Puissance absorbée par la pompe	48
V.4.5. Energie consommée par la pompe.....	49
V.4.6. Frais d'exploitation	49
V.4.7. Frais d'amortissement	49
V.4.8. Détermination des diamètres économiques de la conduite de refoulement	50
V.4.8.1. Détermination des diamètres économiques par la formule de (BONIN)	50
Conclusion.....	67

Chapitre VI: Pompes et station de pompage

Introduction	68
VI.1. Définition.....	68
VI.2. Critère de l'emplacement de la station de pompage	68
VI.3. Critères de choix du nombre de pompes	68
VI.4. Critères de choix du type de pompe.....	69
VI.5. Types et caractéristiques des pompes	69
VI.5.1. choix des pompes des forages	69

VI.5.2. Choix des pompes de la station de pompage(SP).....	72
VI.6 .Courbes caractéristiques des pompes [7]	73
VI.7.Choix du moteur électrique[7].....	80
VI.7.1.Critères de choix du moteur électrique.....	80
VI.7.2. La pompe immergée du forage F1	80
VI.7.3. La pompe immergée du forage F2	80
VI.7.4. La pompe immergée du forage F3	80
VI.7.5. La pompe immergée du forage F4	81
VI.7.6. La pompe immergée du forage F5	81
VI.7.7. La pompe centrifuge de la station de pompage	81
VI .8 .Point de fonctionnement d'une pompe	82
VI.9: Courbe caractéristique de la conduite	82
VI.9. Refoulement SP - Réservoir	82
VI.10. Modes de réglage [3].....	84
VI.10.1. Débit disponible $Q_{dis} >$ Débit appelé Q_{app}	84
a- Réglage qualitatif :.....	84
b- Réglage quantitatif	84
c- Augmentation des pertes de charge dans les conduites de refoulement	84
d- Diminution de temps de pompage.....	84
e- Changement du type de la pompe	85
f- Rognage	85
VI.10.2. Débit disponible $Q_{dis} <$ Débit appelé Q_{app}	86
a-Qualitatif	86
b-Changement de type de pompe	86
VI.10.3 : tronçon SP - Réservoir de stockage.....	86
VI.11 . Etude de la cavitation [3].....	87
VI .12. Calage de la pompe	88
VI.13. Équipements en amont et en aval de la pompe.....	89
VI.13.1. Équipements en amont de la pompe.....	89
VI.13.2.Équipements en aval de la pompe	89
VI.14.Type de bâtiment de la station.....	89
VI.15.Les équipements d'une station de pompage.....	90

VI.16.Dimensions du bâtiment.....	90
VI.16.1.Longueur du bâtiment.....	90
VI.16.2.Largeur du bâtiment	91
VI.16.3.Hauteur du bâtiment	91
VI.16.4.Dimensions des portes	92
V.16..5.Dimensionnement des fenêtres.....	92
Conclusion.....	93

Chapitre VII: protection des conduites contre le coup de bélier

Introduction	94
VII.1. Protection des conduites contre le coup de bélier [4].....	94
VII.1.1. Les causes du coup de bélier	94
VII.1.2 Les risque dus au coup de bélier.....	94
VII.1.3.Description des phénomènes physiques.....	95
VII.1.4.Protection de la conduite de refoulement contre le coup de bélier	96
VII.2. Méthodes de calcul du réservoir d'air :	97
VII.3. Calcul du coup de bélier et dimensionnement du réservoir d'air :	97
VII.3.1. La célérité d'ondes :	97
VII.3.2. La méthode de PEUCH et MUNIER.....	98
VII.4. Installation du réservoir d'air :	101
Conclusion.....	102

Chapitre VIII: Pose des canalisations et accessoires

Introduction	103
VIII.1. Pose des canalisations.....	103
VIII.1.1. Le Principe de pose des canalisations [6]:	103
VIII.1.2. La pose des canalisations [5]:	103
VIII.2.Accessoires [8].....	105
VIII.2.1. Vannes de sectionnement.....	105
VIII.2.2 Ventouses	106

VIII.2.3. Clapet anti retour	107
VIII.2.4.Organes de raccordement.....	108
VIII.2.5.By-pass.....	109
VIII.2.6.Crépines.....	109
VIII.2.6.Crépines	109
VIII.2.7.Organes de mesure	109
Conclusion.....	110

Chapitre IX: Organisation de chantier

Introduction	111
IX.1. Différents travaux connus sur notre chantier :	111
IX.1.1. Travaux concernant les stations de pompage :	111
IX.1.2 : Travaux concernant l'adduction	112
IX.2. Calcul des volumes des travaux.....	112
IX.2.1. Calcul des volumes des travaux de la station de pompage	112
IX.3. Calcul le coût des travaux	118
IX.3.1. calcul le coût des travaux de la station de pompage	118
IX.3.2. calcul le coût des travaux de l'adduction	118
IX.3.3. Le coût total de projet.....	119
IX.4.Choix des engins de terrassement.....	120
IX.4.1.Pelle hydraulique.....	120
IX.4.2. Bulldozer.....	121
IX.4.3.Chargeur	122
IX.4.4.Compacteur	123
Conclusion.....	124
Conclusion générale.....	125

LISTE DES TABLEAUX

Chapitre I: Présentation de la zone d'étude

Tableau I.1: Répartition mensuelle moyenne de la pluie en mm.....	4
Tableau I.2: Tableau de répartition de la population en 2008	6

Chapitre II: Estimation Des Besoins En Eau

Tableau II .1: Tableau de répartition de la population à l'horizon 2035	8
Tableau II.2: Tableau récapitulatif des consommations domestiques journalières	10
Tableau II.3: Dotation des différents équipements	11
Tableau II.4: Tableau récapitulatif des besoins d'équipements	12
Tableau II.5 Tableau récapitulatif des consommations journalières de KEK	13
Tableau II.6 Estimation de la consommation journalière maximale	14
Tableau II.7: : Estimation de la consommation journalière minimale	15
Tableau II.8: Variation de β_{max} en fonction du nombre d'habitants	16
Tableau II.9: Variation de β_{min} en fonction du nombre d'habitants	17
Tableau II.10: Calcul des consommations horaires maximales et minimales	17
Tableau II.11: Répartition des débits horaires en fonction du nombre d'habitants ..	18
Tableau II.12: Variation des débits horaires pour l'horizon de la commune	19
Tableau II.13: Tableau des déficits à combler à l'année 2035	22

Chapitre III: Les Réservoirs

Tableau III.1 Coordonnées Lambert des forages projeter	27
Tableau III.2: Caractéristiques des forages projeter	27
Tableau III.3: Production journalière des forages	28
Tableau III.8: Comparaison entre le débit des ressources actuelles et des forages avec les besoins maximale journalière.....	29

Chapitre IV: Les Réservoirs

Tableau III -1: Evaluation du volume résiduel du réservoir de Khemis El Khechena ...	36
Tableau III -2: la capacité et les dimensions du réservoir et la bache d'aspiration	39

Chapitre V: Etude De L'adduction

Tableau V.1: Détermination des diamètres économiques calculés.....	50
Tableau V.2: Calcul de la HMT du tronçon du SP-R.....	51
Tableau V.3: Calcul des frais d'amortissement du SP -R.....	51
Tableau V.4: Calcul des frais d'exploitation du SP-R.....	51
Tableau V.5: Bilan du tronçon SP-R.....	52
Tableau V.6: Calcul de la HMT du tronçon D-SP.....	52
Tableau V.7: Calcul des frais d'amortissement du tronçon D-SP.....	53

Tableau V.8:Calcul des frais d'exploitation du D-SP.....	53
Tableau V.9: Bilan du tronçon D-SP	53
Tableau V.10: Calcul de la HMT du tronçon du tronçon F5-D.....	54
Tableau V.11:Calcul des frais d'amortissement du tronçon du tronçon F5-D.....	54
Tableau V.12:Calcul des frais d'exploitation du tronçon du tronçon F5-D.....	54
Tableau V.13: Bilan du tronçon F5-D.....	55
Tableau V.14: Calcul de la HMT du tronçon C-D.....	55
Tableau V.15:Calcul des frais d'amortissement du tronçon C-D.....	56
Tableau V.16:Calcul des frais d'exploitation du C-.....	56
Tableau V.17 Bilan du tronçon C-D.....	56
Tableau V.18: Calcul de la HMT du tronçon F1-C.....	57
Tableau V.19:Calcul des frais d'amortissement du tronçon F1-C.....	57
Tableau V.20:Calcul des frais d'exploitation du F1-C.....	57
Tableau V.21 Bilan du tronçon F1-C.....	58
Tableau V.22: Calcul de la HMT du tronçon B-C.....	58
Tableau V.23:Calcul des frais d'amortissement du tronçon B-C.....	59
Tableau V.24:Calcul des frais d'exploitation du B-C.....	59
Tableau V.25 Bilan du tronçon B-C.....	59
Tableau V.26: Calcul de la HMT du tronçon F3-B.....	60
Tableau V.27:Calcul des frais d'amortissement du tronçon F3-B.....	60
Tableau V.28:Calcul des frais d'exploitation du F3-B.....	61
Tableau V.29: Bilan du tronçon F3-B.....	61
Tableau V.30: Calcul de la HMT du tronçon A-B.....	61
Tableau V.31:Calcul des frais d'amortissement du tronçon A-B.....	62
Tableau V.32:Calcul des frais d'exploitation du A-B.....	62
Tableau V.33 Bilan du tronçon A-B.....	62
Tableau V.34: Calcul de la HMT du tronçon F4-A.....	63
Tableau V.35:Calcul des frais d'amortissement du tronçon F4-A.....	63
Tableau V.36:Calcul des frais d'exploitation du F4-A	63
Tableau V.37: Bilan du tronçon F4-A.....	64
Tableau V.38: Calcul de la HMT du tronçon du tronçon F2-A	64
Tableau V.39:Calcul des frais d'amortissement du tronçon du tronçon F2-A	64
Tableau V.40:Calcul des frais d'exploitation du tronçon du tronçon F2-A.....	65
Tableau V.41: Bilan du tronçon F2-A	65

Tableau Chapitre VI: Pompes et station de pompage

Tableau VI.1. Résultats de calcul du Hmt des forages.....	69
Tableau VI.2: Caractéristiques des pompes immergées des forages[7]	70

Tableau VI.3: Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre de STPP[7]..	72
Tableau VI .4 : Courbe caractéristique de la conduite de refoulement	81
Tableau VI.5: Variation de la tension de vapeur d'eau en fonction de la température .	86
TableauVI.6: Récapitulation des calculs bu bâtiment de la sation de Pompage...	92

Chapitre VII: Protection des conduites contre le régime transitoire et la corrosion

Tableau VII.1: Les caractéristiques de l'adduction par refoulement de la station de pompage	99
Tableau VII.2:Calcul de célérité d'onde	99
Tableau VII.3 : Tableau du profile en long absolu de la conduite.....	100

Chapitre IX : Organisation de chantier

Tableau IX.1.Les volumes calculés du béton armé:.....	114
Tableau IX.2. Volume des traveaux de la station de pompage.....	114
Tableau IX.3: calcul du volume du déblai de l'adduction.....	115
Tableau IX.4: calcul du volume du lit de sable	116
Tableau IX.5:calcul du volume des conduites	117
Tableau IX.6:Volumes des travaux adduction	117
Tableau IX.7. Tableau de cout des travaux de la station de pompage	118
Tableau IX.8. Tableau de prix total des conduites.....	118
Tableau IX.9. Estimation de cout de pose de canalisation	119
Tableau IX.10. Estimation de cout des travaux totaux.....	119

LISTE DES FIGURES

Chapitre I: Présentation de la zone d'étude

Figure I .1 : situation administrative de Khemis el Khechna	2
Figure I-2: Carte de situation du projet.....	5
Figure I .3 : Répartition des habitants de la Khemis El Khechna	6
Figure I .4 : présentation de site de l'adduction de SPET existante.....	7

Chapitre II: Estimation des besoins en eau

Figure II-1 : Répartition et évolution de la population.....	9
Figure II-2 : Histogramme de la consommation totale	20
Figure II.3: la courbe intégrale de la consommation totale.....	21

Chapitre III: Champ de captage

Figure III .1: Plan de situation des forages.....	22
--	----

Chapitre IV: Les réservoirs

Figure IV-1 : Coup transversale d'un réservoir semi-enterré	33
---	----

Chapitre V: Etude de l'adduction

Figure V-1 : Schéma descriptif de la variante proposée	44
Figure V-2: Tracé de l'adduction.....	66

Chapitre VI: Etude du pompage

Figure VI.1: vue générale de la pompe immergée fu forage (F1) [7].....	70
Figure VI.2: vue générale de la pompe immergée des forages F2, F3, F4 et F5[7].....	71
Figure VI.3: vue générale de la pompe PM 150/3 C[7].....	72
Figure VI.4 : Les courbes caractéristiques de la pompe immergée du forage F1.....	71
Figure VI.5 : Les courbes caractéristiques de la pompe immergée du forage F2.....	72
Figure VI.6 : Les courbes caractéristiques de la pompe immergée du forage F3.....	75
Figure VI.7 : Les courbes caractéristiques de la pompe immergée du forage F4.....	76
Figure VI.8 : Les courbes caractéristiques de la pompe immergée du forage F5.....	77
Figure VI.9 : Les courbes caractéristiques des pompes identiques multicellulaires à axe horizontal de la SP	78
Figure VI.10:Point de fonctionnement des 02 pompes identiques en parallèle de la SP.....	82
Figure VI.11: Equipement en amont et en aval d'une pompe.....	89

Figure VI.11: schéma d'un pont roulant.....	90
---	----

Chapitre VII: Protection des conduites contre le coups de bélier

Figure VI-1 : schéma d'un réservoir d'air.....	101
--	-----

Chapitre VIII : Pose des canalisations et accessoires

Figure VIII.2 les différents

FigureVIII.1: traversée d'une route par une conduite en galerie.....	104
--	-----

Figure VIII.2 les différents types de vannes.....	106
---	-----

Figure VIII.3: Les différents types de ventouses	107
--	-----

Figure VIII.4 : Clapet anti retour	107
--	-----

Figure VIII.5 : Coudes de 90° et 120°.....	108
--	-----

Figure VIII.6 : Cône à deux brides	108
--	-----

Figure VIII.7 : joint Gibault	109
-------------------------------------	-----

Figure VIII.8 : joint Verouille.....	109
--------------------------------------	-----

Chapitre IX : Organisation de chantier

Figure IX.1: vue en plan de la station de pompage	113
---	-----

Figure IX.2 : Pelle hydraulique	120
---------------------------------------	-----

Figure IX.3 : Bulldozer.....	121
------------------------------	-----

FigureIX.4: Chargeur.....	122
---------------------------	-----

Figure IX.5 : Compacteur	122
--------------------------------	-----

LISTE DES PLANCHES

Planche N°1: Schéma synoptique de l'adduction de Khemis El Khechna W.Boumerdes

Planche N°2 : Profil en long de l'adduction de Khemis El Khechna W.Boumerdes tronçon (F2-bàche)

Planche N°3 : Profil en long de l'adduction de Khemis El Khechna tronçon (SP-Réservoir)

Planche N°4 : Plan et coupe de la station de pompage de Khemis El Khechna w.Boumerdes

Planche N°5 : Les accessoires dans l'adduction

Planche N°6 : Plan et coupe du réservoir de Khemis El Khechna W.Boumerdes

INTRODUCTION GENERALE

INTRODUCTION GENERALE

Depuis leurs origines, les êtres humains ont été très sensibles à la qualité et quantité de l'eau, c'est l'un des besoins les plus fondamentaux de notre physiologie. Tant que l'humanité ne s'est pas sédentarisée, le problème de l'eau se limitait à la recherche d'un endroit d'approvisionnement facile d'accès. Cependant, avec l'apparition de collectivité de plus en plus importante, la naissance des cités, l'urbanisation éloignait la population du milieu naturel et restreignait la diversité des sources d'approvisionnement. L'alimentation en eau potable c'est une partie de l'hydraulique urbaine c.à.d. toute satisfaction en eau pour les usagers ; en vue de répondre aux besoins domestiques, industrielles et des incendies...

La commune de Khemis El Khechna est touchée par le problème de pénurie d'eau et les ressources actuelles ne permettent pas de satisfaire les besoins en eau de la région à cause de l'accroissement de la population et de son niveau de vie accéléré.

Pour faire face à ce problème d'indisponibilité; le renforcement des ressource actuels d'approvisionnement de la commune est devenu une nécessité absolue pour satisfaire les besoins en eau à l'horizon 2035, ce renforcement va changer le mode de vie des habitants de la commune de Khemis El Khechna et améliorer leurs conditions de vie.

Ce projet consiste de faire une étude sur l'adduction d'alimentation en eau potable à partir du champ de captage composé de cinq forages, et de réaliser une station de pompage et un réservoir de stockage. Pour cela nous allons procéder tout d'abord à savoir la situation de notre zone de point de vue générale et estimer les besoins en eaux.

Dans ce mémoire de fin d'étude qui se compose de neuf chapitres, nous essayerons de développer ces chapitres et donner le maximum d'informations pour la bonne exécution de ce projet.

CHAPITRE I

PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

Introduction

Dans ce chapitre nous nous intéressons à la présentation générale de l'agglomération du point de vue géographique, climatologique et géologique, et connaître la situation hydraulique actuelle afin de mener à bien notre travail.

I.1 : Situation géographique

La commune de KHEMIS EL KHECHNA elle-même chef-lieu de Daïra (lors du dernier découpage administratif effectué en 1991) et une des composantes de l'espace de la wilaya de Boumerdes. Elle est située au sud-ouest (Mitidja orientale) de la wilaya et distante de 23 Km de chef-lieu de cette dernière (elle sert de trait d'union entre les riches terres de la Mitidja et les versants Sud du Sahel).

Les délimitations de la commune de KHEMIS EL KHECHNA restent inchangées, elle est limitée administrativement par:

- ❖ **Au nord** par les communes de Rouiba (wilaya d'Alger) et Ouled Hedadj (wilaya de Boumerdes).
- ❖ **Au sud** par les communes de Sohane et de Boukhrane.
- ❖ **A l'Est** les communes de Larbatache et Ouled Moussa (wilaya de Boumerdes).
- ❖ **A l'Ouest** communes de Meftah, Djebabra (w. de Blida) et Hammadi.

Elle s'étend sur une superficie de 81,92 Km²

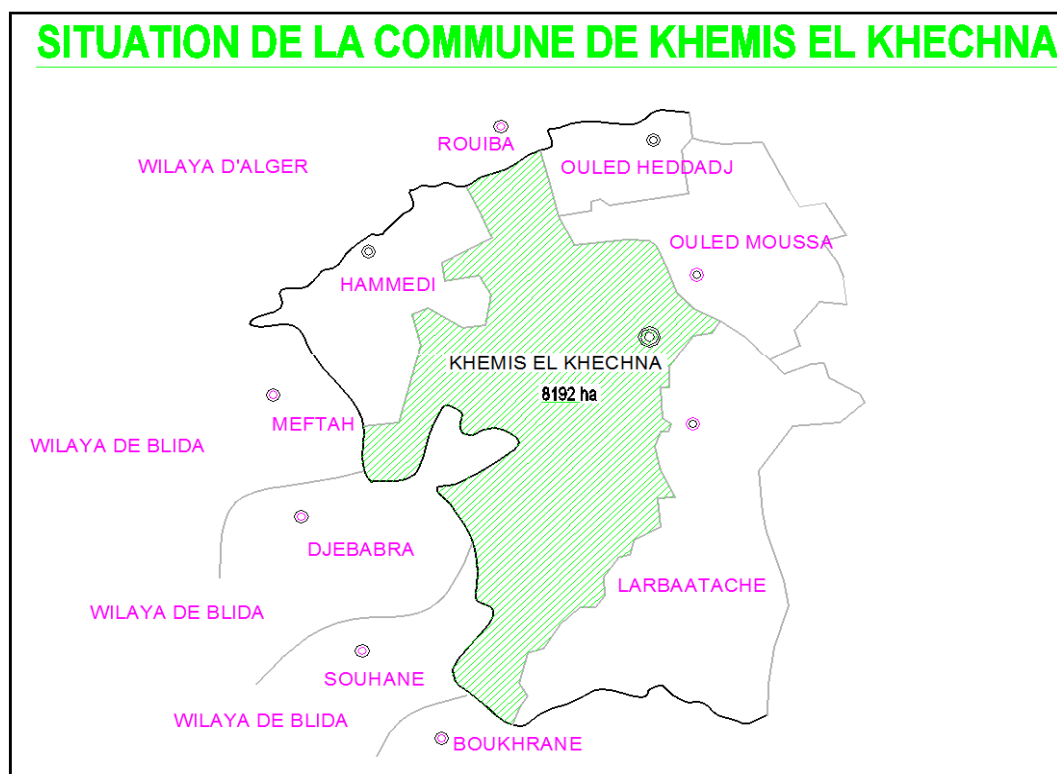


Figure I.1 : situation administrative de Khemis el Khechna (D.R.E. de Boumerdes)

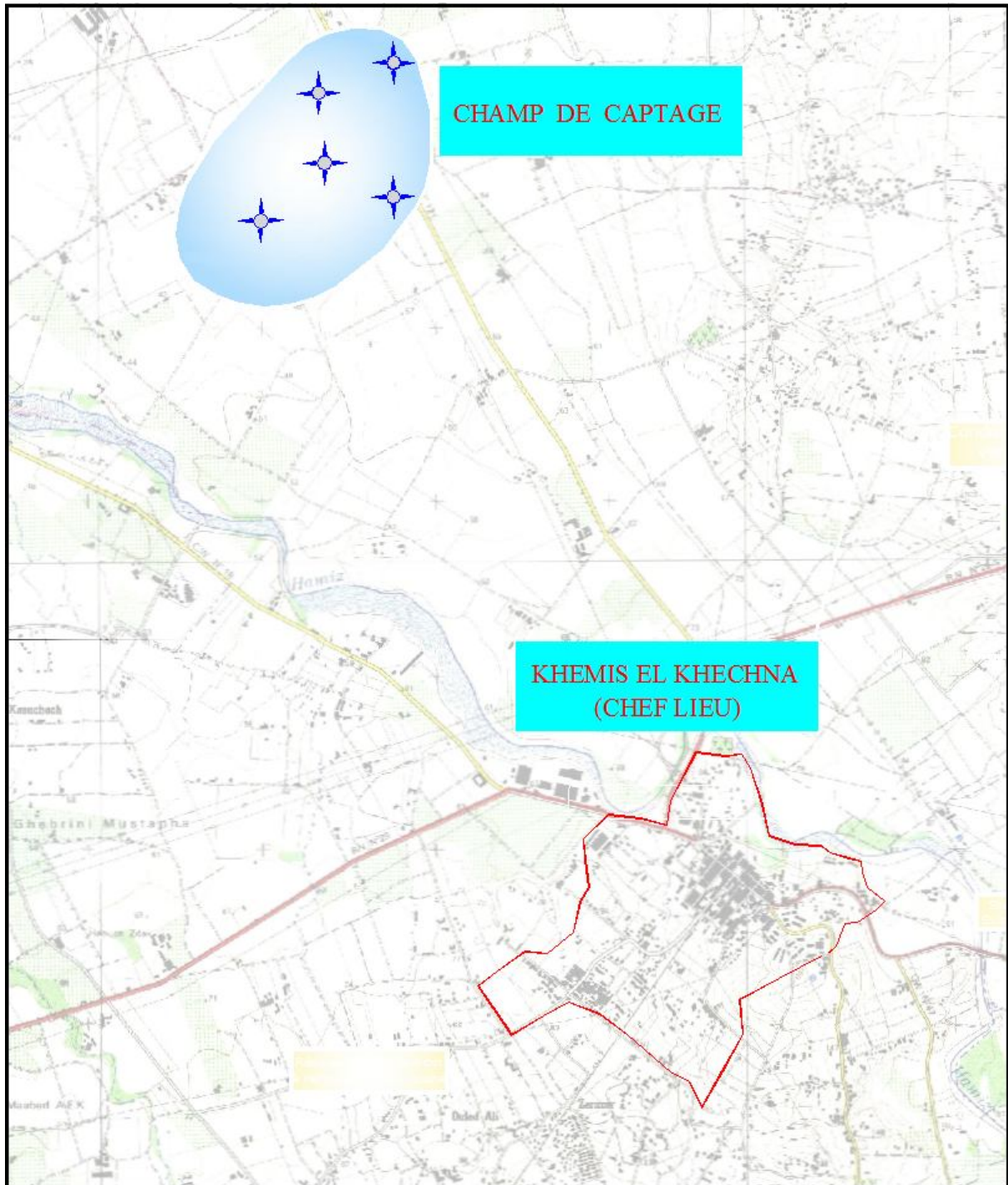


Figure I .2 : Carte de situation du projet (D.R.E de Boumerdes)

I.2.Situation climatologique

I.2.1.Climat

Du point de vue climatique, la zone est influencée par la frange littorale; bénéficiant ainsi de l'effet adoucissant de la mer.

I.2.2.Température

La température moyenne du mois le plus froid est de 6,5°C et celle du mois le plus chaud est de 34°C. Elles correspondent respectivement au mois de janvier et d'Août. Elle a une valeur moyenne de 20.25°C.

I.2.3.Pluviométrie

La répartition mensuelle des pluies de notre région d'étude est donnée par la station pluviométrique couvrant les données des périodes (1985 à 2010), La répartition des pluies est représentée par le tableau suivant :

Tableau I. 1: Répartition mensuelle moyenne de la pluie en (mm)

Mois	Jan	Fév	Mars	Avril	Mai	Juin	Juil	Août	Sep	Oct	Nov	Déc
Pmoy	78.4	60.35	56.0	50.24	44.2	7.80	2.30	2.85	28.5	50.8	85.8	110

Source : (ANRH) Blida

- Saison pluvieuse de Novembre à Février.
 - Saison sèche de Juin, Juillet et Août.
 - Saison moyenne de Septembre, Octobre, Mars, Avril et Mai.
- La pluviométrie annuelle est de l'ordre de 900 mm /an.

I.3.Séismicité

Selon l'échelle de Richter qui compte neuf degrés, la magnitude 7.5 n'est pas assez forte mais peut causer des dégâts importants aussi bien matériels qu'humains. Le séisme de mai 2003 est une illustration des capacités de destruction et de l'ampleur des dégâts causés par ce phénomène tectonique.

Le règlement parasismique Algérien élaboré en 1999 (R.P.A), classe la zone d'Alger dans la zone II, qualifiée de moyenne sismicité. (Voir carte de zone sismique R.P.A 1999)

L'étude de micro zonage pour la région centre en cours d'élaboration permettra une nouvelle classification des zones à risques.

Le phénomène de sismicité est déclenché généralement par le mouvement des failles, le degré des dégâts causés dépend du temps que les ondes de cisaillement mettent pour se propager dans les sols et des caractéristiques de ces derniers.

I.4. Relief et géomorphologie

. La commune de Khemis el Khechna se divise du point de vue géomorphologique en deux grands ensembles, le premier ensemble est constitué par la plaine orientale de la Mitidja et le deuxième ensemble par une zone montagneuse.

La zone d'étude est formée par une partie de la Mitidja orientale. Cette dernière représente les 2/3 de la superficie totale communale. On remarque d'après la lecture de la carte topographique 1/25000 que la pente est très faible. Traversé par l'affleurement de l'oued El Hamiz du N.W au SE l'altitude varie entre 40 et 68 mètres par rapport au niveau de la mer.

De même elle est formée par une partie montagneuse. Cette dernière est subdivisée en deux sous-ensembles qui sont:

1- la zone de piémont : qui prend sa genèse au sud de la RN29, l'altitude y varie entre 82 et 200 mètres. Cette zone est la transition indirecte entre la plaine et la zone montagneuse.

L'agglomération chef-lieu de commune fait partie de la zone de piémont.

2- la zone montagneuse : Ces altitudes varient entre 260 et 600 mètre avec le point le plus haut 644 m à proximité du hameau Ouled Brahim dans la grande forêt de Khemis el Khechna.

Le relief est très accidentée on observe quelques cicatrices d'arrachement (D'où l'existence de glissements de terrains dans la zone où la couverture végétale est faible) en raison du phénomène d'érosion très important.

I.5. Géologie

La zone d'étude est située dans la partie centrale de l'Algérie septentrionale, elle englobe une partie de la Mitidja ainsi que des montagnes appartenant à l'atlas Blidéen. La géologie de la région dans son contexte litho stratigraphique montre les terrains suivants: (de bas en haut)

Selon le carte de l'Arbaa et de Meftah au 1/50000 et quelques études géotechniques déjà réalisées dans la région, on remarque l'existence d'une série composée de :

1. Dépôt alluvions: cette roche sédimentaire est localisée dans la plaine de Khemis El Khechna l'aptitude à l'urbanisation nécessite des conditions de réalisation simples.

2. La roche schisteuse: l'affleurement de cette roche est localisé dans la partie hauts piémont et dans toute la zone montagneuse, cette roche a une résistance très faible, ce qui nécessite une urbanisation très prudente.

3. Les roches calcaires: cette roche à une résistance forte, son affleurement est localisé au sud- ouest de l'agglomération chef-lieu de Khemis El Khechna.

4- Poudingue: c'est une roche sédimentaire apparaissant dans le contrebas de Djebel Ras Harrou, du point de vue lithologique c'est une roche dure.

I.6.Population

Au dernier recensement en 2008 la commune atteignait les 76475 habitants (d'après l'APC de Khemis el Khechna). Cette population est répartie comme suit entre les différentes localités

Tableau I.2 : Tableau de répartition de la population en 2008

La ville	Cités	Nombre d'Habitant
Khemis el Khechna	Ouled Ali	46965
	Si Sarhane	4499
	600 log	3917
	300 log EPLF	2058
	290 log	1787
	18 fev 300 log	1880
	210 log	770
	150 log	737
	Chareb Aoudou	5365

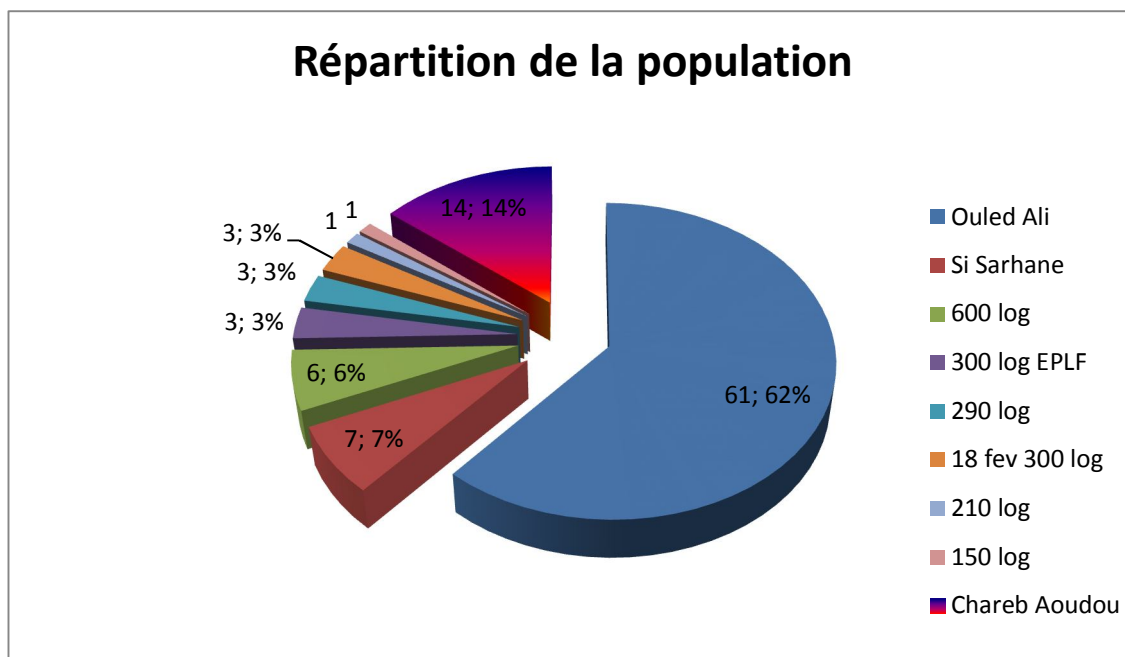


Figure I .3 : Répartition des habitants de la Khemis El Khechna

I.7. Situation hydraulique actuelle

I.7.1 Ressources en eaux

La commune de Khemis El Khechna est située dans le bassin d'alimentation du champ de captage de la Mitidja. Les besoins en eaux potable sont assurés actuellement par le S.P.E.T (Système de production des eaux traitées) qui assure un débit journalier de $10368 \text{ m}^3/\text{j}$

I.7.2. Les adductions

Une conduite d'adduction de S.P.E.T (Système de production des eaux traitées) existante en fonte qui a un diamètre égale à 400 mm et longueur de 1600 m, cette conduite assure un débit de 120 l/s du réservoir de KEHAHLA vers les deux réservoirs jumelés de Khemis El Khechna

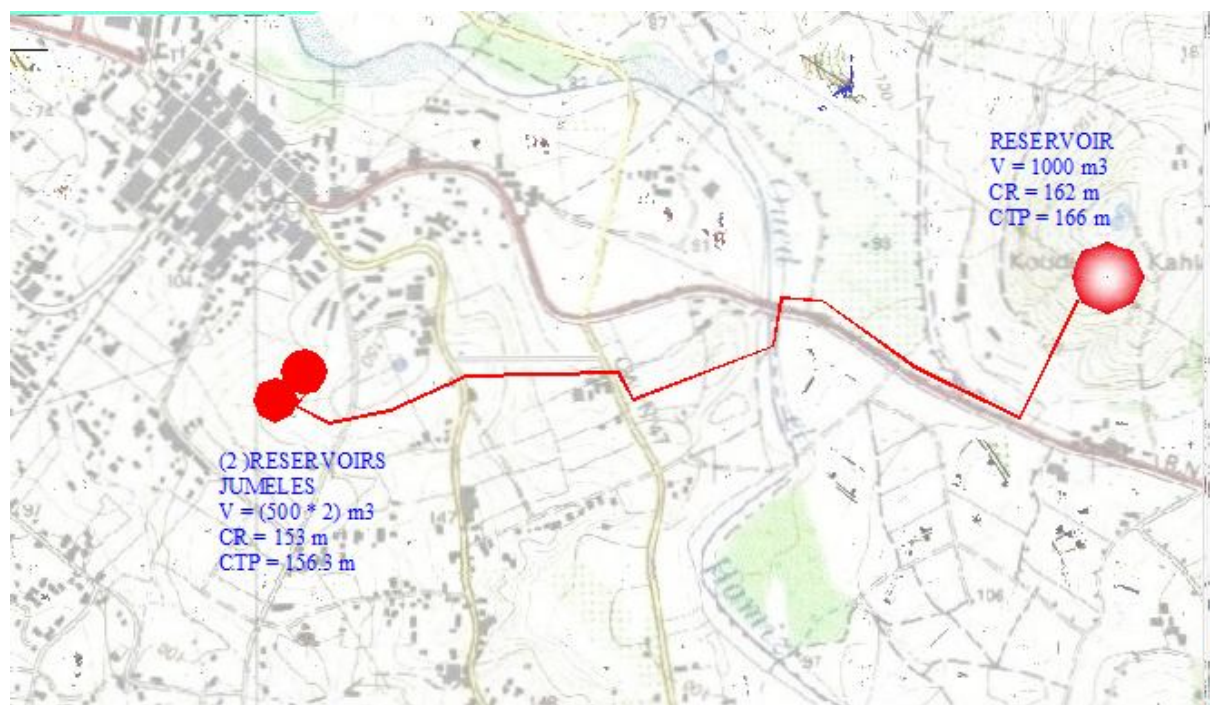


Figure I .4 : présentation de site de l'adduction de SPET existante.

I.7.3. Les ouvrages de stockage

Il existe deux réservoirs jumelés semi-enterré d'une capacité de 500 m³ pour chacun de côte de radier CR = 153.00m (NGA) et de côte de trop plein CTP = 156.50m (NGA).

Conclusion

Dans ce chapitre nous avons présenté un aperçu sur la zone concernée du Point de vue topographie, climatologique, démographique ainsi que la situation hydraulique actuelle pour l'élaboration de notre projet

CHAPITRE II

ESTIMATION DES BESOINS EN EAU

Introduction

L'estimation des besoins en eau d'une agglomération nous exige de donner une norme fixée pour chaque catégorie de consommateur. Cette norme unitaire (dotation) est définie comme un rapport entre le débit journalier et l'unité de consommateur (agent, élève, lit,...). Cette estimation en eau dépend de plusieurs facteurs (évolution de la population, des équipements sanitaires, du niveau de vie de la population,...). Elle diffère aussi d'une période à une autre et d'une agglomération à autre.

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

En 2008 la population totale de la commune a été estimée à 76475 habitants, les prévisions seront établies pour l'horizon 2035 (long terme).

Cependant, nous pouvons estimer la population future par application de la formule des intérêts composés :

$$P_n = P_0 \times (1+a)^n \dots\dots\dots(II.1)$$

P_n : population à l'horizon de calcul (2035);

P_0 : population à l'année de recensement 2008 ;

a : taux d'accroissement démographique = 2,2% ;(source A.P.C de K.E.K)

n : nombre d'années séparant l'année de recensement et l'horizon de calcul (27ans).

Tableau II.1: Tableau de répartition de population à l'horizon 2035

Ville	Cité	Nombre d'Habitants (2008)	Taux d'accroissement (%)	Nombre d'Habitants (2035)
Khemis el Khechna	Ouled Ali	46965	2,2	84518
	Si Sarhane	4499	2,2	9714
	600 log	3917	2,2	8458
	300 log EPLF	2058	2,2	4443
	290 log	1787	2,2	3858
	18 fev 300 log	1880	2,2	4060
	210 log	770	2,2	1663
	150 log	737	2,2	1591
	Chareb Aoudou	5365	2,2	19319

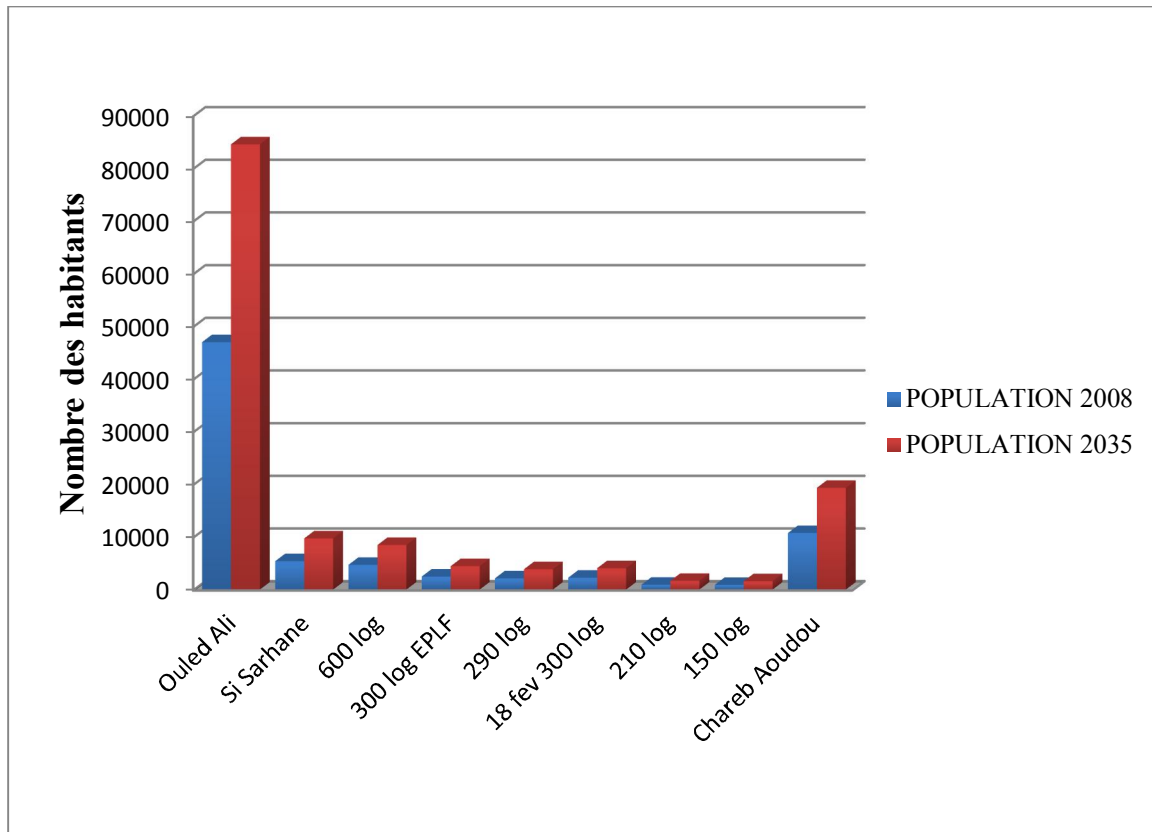


Figure II.1 : Répartition et évolution de la population

II.2. Estimation des besoins en eau potable

II.2.1 .Les besoins domestiques

II.2 .1.1.L'évaluation de la consommation moyenne journalière

La dotation qui est indispensable dans l'estimation des besoins en eau d'une agglomération, est une norme fixée pour chaque catégorie de consommateur.

Elle est définie comme un rapport du débit moyen journalier par unité de consommateur et pour notre région la dotation est indiquée dans le tableau II.2 (source D.H.W de Bumerdes)

II.2.1.2 .Calcul les besoins moyens journaliers à l'horizon 2035

Pour le calcul des besoins moyens journaliers, nous avons utilisé la formule suivante :

$$Q_{moy, j} = \frac{1}{1000} \times dot \times N \quad (m^3/j) \quad \dots\dots\dots(II.2)$$

$Q_{moy,j}$: débit moyen journalier

dot: dotation moyenne en (l/j/hab)

N: nombre d'habitants

Tableau II.2: Tableau récapitulatif des consommations domestiques journalières

ville	Cité	Nombre d'Habitants (2035)	Dotation (l/j/hab)	Débits (m^3/j)
Khemis el Khechna	Ouled Ali	84518	120	10142.14
	Si Sarhane	8096		971.42
	600 log	7049		845.81
	300 log EPLF	3704		444.32
	290 log	3216		385.83
	18 fev 300 log	3384		405.99
	210 log	1385		166.28
	150 log	1326		159.08
	Chareb Aoudou	9655		1159.12
-	total	122 333	120	14680.00

II .2.2 .Besoins d'équipements

La consommation des équipements sera basée selon les normes mentionnées ci-dessous:

Tableau II.3: Dotation des différents équipements

Type d'équipement	Dotation
Scolaires	10 l/j/elève
Sanitaires	10 l/j/m ²
culturels	50 l/j/personne
Culturel	5 l/j/m ²
Sportifs	5 l/j/m ²
Administratif	2 l/j/m ²
Commerce	5 l/j/m ²
Marche	3 l/j/m ²
Abattoir	70 l/j/m ²

Les besoins d'équipements des différentes catégories sont récapitulés dans le tableau II .4

Tableau II .4: Tableau récapitulatif des besoins d'équipements

Besoins	Unité de consommateur	Dotation	Débit moyen journalier (m ³ /j)	Débit moyen journalier (l/s)
Besoins scolaires (élèves)	38800	10 l/j/e	388	4.49
Besoins sanitaires (m ²)	20000	10 l/j/m ²	200	2.31
Besoins culturel (m ²)	10000	5 l/j/ m ²	50	0.58
Besoins cultuels (personne)	15500	50 l/j/p	775	8.97
Besoins sportifs (m ²)	40000	5 l/j/m ²	200	2.31
Besoins administratifs (m ²)	6500	2 l/j/m ²	13	0.15
Besoins commerciaux (m ²)	5000	5 l/j/m ²	25	0.29
Besoins total d'équipements	-	-	1651	19.11

II .2.3 . Bilan des besoins moyens en eau

Les besoins de différentes consommations calculés ci-avant sont regroupés dans le tableau suivant:

Tableau II.5: Tableau récapitulatif des consommations journalières de Khemis El Khechna

Besoins	Horizon 2032
Besoins domestiques (m3/j)	14680
Besoins des équipements (m3/j)	1651
Besoins domestiques + équipements (m3/j)	16331
Débit moyen journalier (m3/j)	16331

II.3. Variations de consommation maximale et minimale journalière

II .3. 1. Consommation maximale journalière

Par rapport à la consommation moyenne journalière déterminée, nous pouvons mettre en évidence un rapport nous indiquant de combien de fois la consommation maximale dépassera la moyenne de consommation. Ce rapport est désigné sous le terme de coefficient d'irrégularité journalière maximum et noté $K_{max,j}$ Ainsi nous pouvons écrire:

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

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

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

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

On prend $K_{max,j}=1,3$.

D'ou: $Q_{max,j}=1,3*Q_{moy,j}$

Les résultats de la consommation maximale journalière de la commune de Khemis El Khechna sont représentés dans le tableau II.6

Tableau II.6: Estimation de la consommation journalière maximale

	$Q_{\text{moy.j}} \text{ (m}^3/\text{j)}$	$K_{\text{max j}}$	$Q_{\text{max j}} \text{ (m}^3/\text{j)}$
Horizon 2035	16331	1.3	21230.30

II.3.2. Consommation minimale journalière

Elle est définie à partir du coefficient d'irrégularité journalière minimum ($K_{\text{min.j}}$) qui est déterminé comme étant le rapport de la consommation minimale journalière et la consommation moyenne journalière. Ce rapport nous indique de combien de fois la consommation minimale journalière est inférieure à la consommation moyenne journalière.

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

$Q_{\text{min.j}}$: Consommation minimale journalière (m^3/j)

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

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

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

D'où : $Q_{\text{min.j}}= 0.8 * Q_{\text{moy.j}}$

Les résultats de la consommation minimale journalière de la commune sont représentés dans le tableau II.6

Tableau II.7: Estimation de la consommation journalière minimale

	$Q_{moy.j}$ (m ³ /j)	$K_{min.j}$	$Q_{min.j}$ (m ³ /j)
Horizon 2035	16331	0.8	13064.80

$K_{max.j}$ et $K_{min.j}$ sont des coefficients qui multiplient les quantités calculées des débit moyens journaliers garantissent la satisfaction intégral des besoins en eaux a chaque moment de l'année et permettent de dimensionner le réseau d'adduction d'eau potable en fonction du débit maximum journalier.

Dans notre projet $Q_{max.j} = 21230.30 \text{ m}^3/\text{j}$

II.4.Variation des débits horaires

II.4.1.Débit moyen horaire :

Le débit moyen horaire est donné par la relation II.5 :

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

- Avec : - $Q_{moy,h}$: débit moyen horaire en m³/h ;
- $Q_{max,j}$: débit maximum journalier en m³/j ;

II.4.2.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 :

$$Q_{min,h} = K_{min,h} \cdot Q_{moy,h} \quad \dots\dots\dots (II.6)$$

$$K_{max,h} = \alpha_{max} \cdot \beta_{max} \quad \dots\dots\dots (II.7)$$

Avec :

- 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 $\alpha_{\max} = 1,4$.
- β_{\max} : coefficient étroitement lié à l'accroissement de la population.
- **Tableau II-8** : 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

Donc pour notre cas on prend $B_{\max} = 1.03$;

d'où la valeur de $K_{\max,h}$ sera :

$$K_{\max,h} = 1.4 * 1.03$$

$$K_{\max,h} = 1.44$$

II.4.3. 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 :

$$Q_{\min,h} = K_{\min,h} \cdot \dots \dots \dots (II.8)$$

$$K_{\min,h} = \alpha_{\min} * \beta_{\min} \dots \dots \dots (II.9)$$

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.

Le tableau II-7 donne sa variation en fonction du nombre d'habitants.

Tableau II-9: 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 :

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

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

Les calculs des consommations horaires maximales et minimales sont représentés dans le tableau II.8.

Tableau II-10 : Calcul des consommations horaires maximales et minimales

	Qmoy, h [m3/h]	K min, h	Qmin, h [m3/h]	Kmax, h	Qmax,h [m3/h]
Horizon 2035	884.60	0,415	367,107	1,44	1273,818

II.4.3.Evaluation de la consommation horaire en fonction du nombre d'habitant :

Le débit horaire d'une agglomération est variable selon l'importance de cette dernière. La variation des débits horaires d'une journée est représentée en fonction du nombre d'habitants dans tableau II-7.

Tableau II-11 : Répartition des débits horaires en fonction du nombre d’habitants :

Heures (h)	Nombre d’habitants				
	Moins de 10000	10001 à 50000	50001 à 100000	Plus de 100000	Agglomération de type rurale
0-1	1	1.5	3	3.35	0.75
01-02	1	1.5	3.2	3.25	0.75
02-03	1	1.5	2.5	3.3	1
03-04	1	1.5	2.6	3.2	1
04-05	2	2.5	3.5	3.25	3
05-06	3	3.5	4.1	3.4	5.5
06-07	5	4.5	4.5	3.85	5.5
07-08	6.5	5.5	4.9	4.45	5.5
08-09	6.5	6.25	4.9	5.2	3.5
09-10	5.5	6.25	4.6	5.05	3.5
10-11	4.5	6.25	4.8	4.85	6
11-12	5.5	6.25	4.7	4.6	8.5
12-13	7	5	4.4	4.6	8.5
13-14	7	5	4.1	4.55	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	4.3	4.65	3.5
17-18	6.5	5.5	4.1	4.35	3.5
18-19	6.5	5	4.5	4.4	6
19-20	5.0	4.5	4.5	4.3	6
20-21	4.5	4	4.5	4.3	6
21-22	3	3	4.8	4.2	3
22-23	2	2	4.6	3.75	2
23-24	1	1.5	3.3	3.7	1

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

Pour notre cas on choisit la répartition plus de 100000. (Puisque le nombre d’habitants total L’année 2035 sera 122 333 habitants d’après le Tableau II.2).

Tableau II-12 : Variation des débits horaires pour l'horizon de la commune

Heures	Consommation $Q_{max} \cdot j = 21230.3m^3/j$		la consommation cumulée (intégral)	
	%	m^3/h	%	m^3/h
0-1	3,35	711.22	3,35	711.22
01-0.2	3,25	689.98	6,6	1401.20
02-03	3,3	700.60	9,9	2101.80
03-04	3,2	679.37	13,1	2781.17
04-05	3,25	689.98	16,35	3471.15
05-06	3,4	721.83	19,75	4192.98
06-07	3,85	817.37	23,6	5010.35
07-08	4,45	944.75	28,05	5955.10
08-09	5,2	1103.98	33,25	7059.07
09-10	5,05	1072.13	38,3	8131.20
10-11	4,85	1029.67	43,15	9160.87
11-12	4,6	976.59	47,75	10137.47
12-13	4,6	976.59	52,35	11114.06
13-14	4,55	965.98	56,9	12080.04
14-15	4,75	1008.44	61,65	13088.48
15-16	4,7	997.82	66,35	14086.30
16-17	4,65	987.21	71	15073.51
17-18	4,35	923.52	75,35	15997.03
18-19	4,4	934.13	79,75	16931.16
19-20	4,3	912.90	84,05	17844.07
20-21	4,3	912.90	88,35	18756.97
21-22	4,2	891.67	92,55	19648.64
22-23	3,75	796.14	96,3	20444.78
23-24	3,7	785.52	100	21230.30
Total	100	21230.30		

Le débit de pointe $Q_{max,h}$ est de $1103.98 m^3/h$ du 8h à 9h

Les résultats trouvés dans le tableau II-8 nous permettent de tracer l'histogramme de la consommation et la courbe intégrale de la consommation.

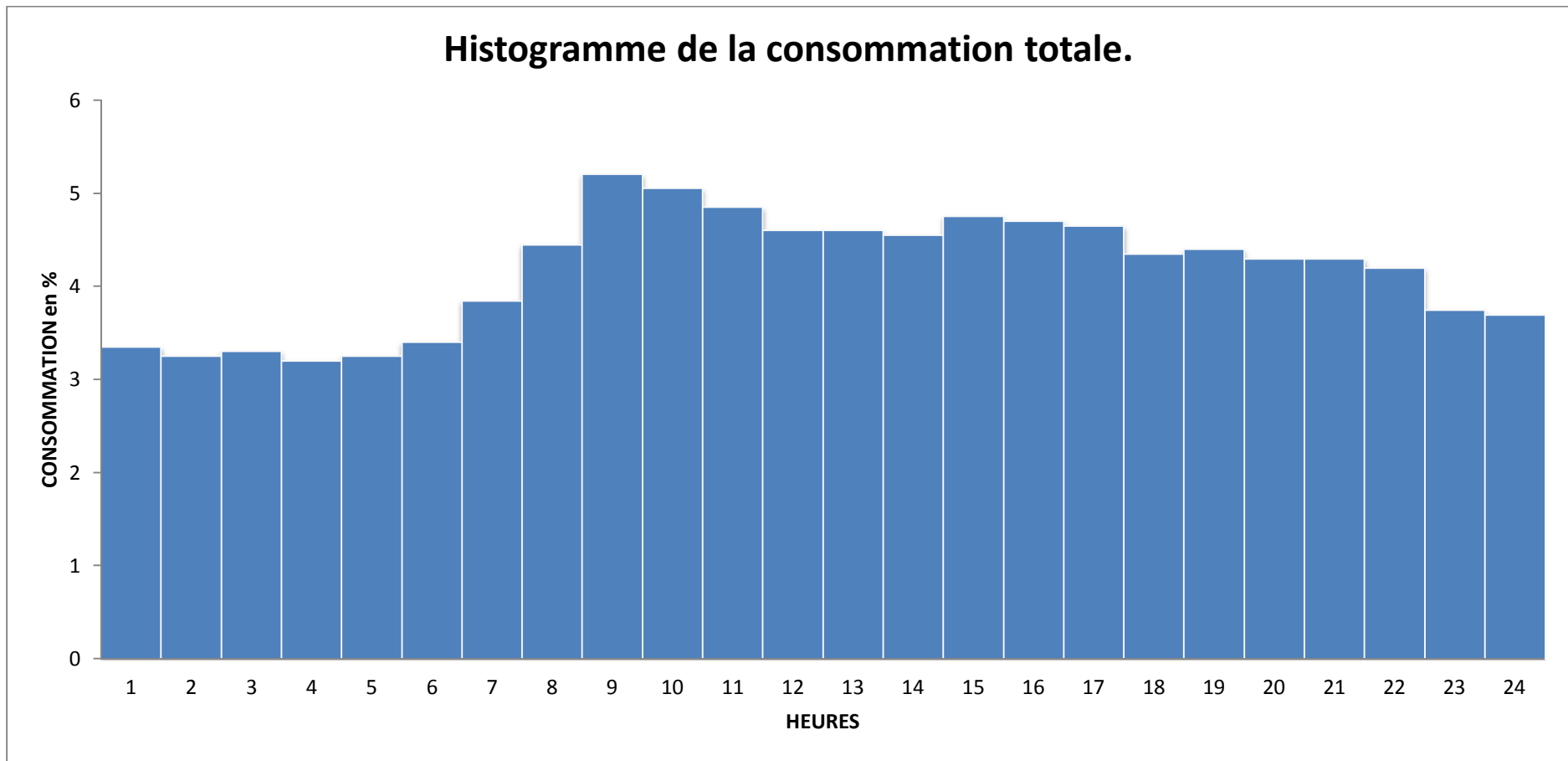


Figure II.2 Histogramme de la consommation totale

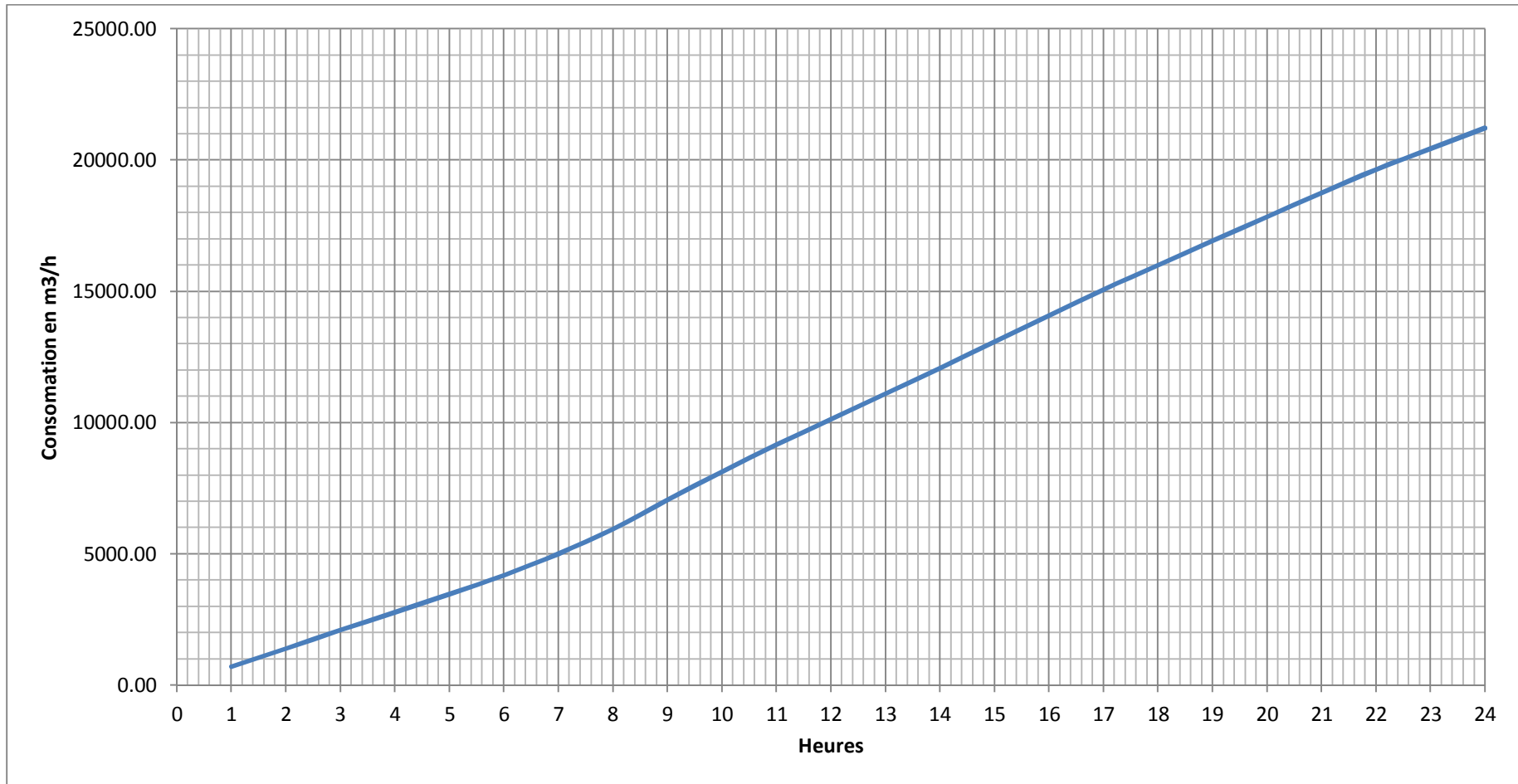


Figure II.3: la courbe intégrale de la consommation totale

II.5. Calcul de déficit de consommation

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.

Tableau II.13: Tableau des déficits à combler à l'année 2035

Dénomination	Unités	horizon 2035
$Q_{\max, j}$	m ³ /j	21230.30
	l/s	245.72
Ressources disponibles	l/s	120
Déficit	l/s	125.72

Conclusion

Dans ce second chapitre, nous avons calculé et estimé les besoins en eau de la commune à l'horizon 2035, et après ce travail on peut constater que les ressources existantes ne peuvent pas satisfaire la totalité des besoins en eau potable de la commune, c'est pourquoi il faudra combler le déficit en eau par la mobilisation d'autres ressources, on essaye de projeter des nouveaux forages au niveau de champ de captage situé au sud de Chebacheb.

CHAPITRE III

CHAMP DE CAPTAGE

Introduction

L'objet de ce chapitre est l'étude du champ de captage des eaux souterraines de la commune de Khemis el Khechna (exactement au Sud de Chebacheb), destiné au renforcement de l'eau potable de l'ensemble des agglomérations de la commune du point de vue quantitatif et qualitatif.

III.1. Présentation du champ de captage

Le champ de captage de Khemis el Khechna est situé au sud de Chebacheb à 6 km au Nord-Ouest de chef-lieu de la commune, les forages projetés sont repartis sur une superficie proche de 1.5 Km²

III.2. Situation du champ de captage

Le champ de captage est composé de cinq (5) forages, ces derniers sont destinés pour satisfaire les besoins en eau potable du chef-lieu de la Khemis El Khechna

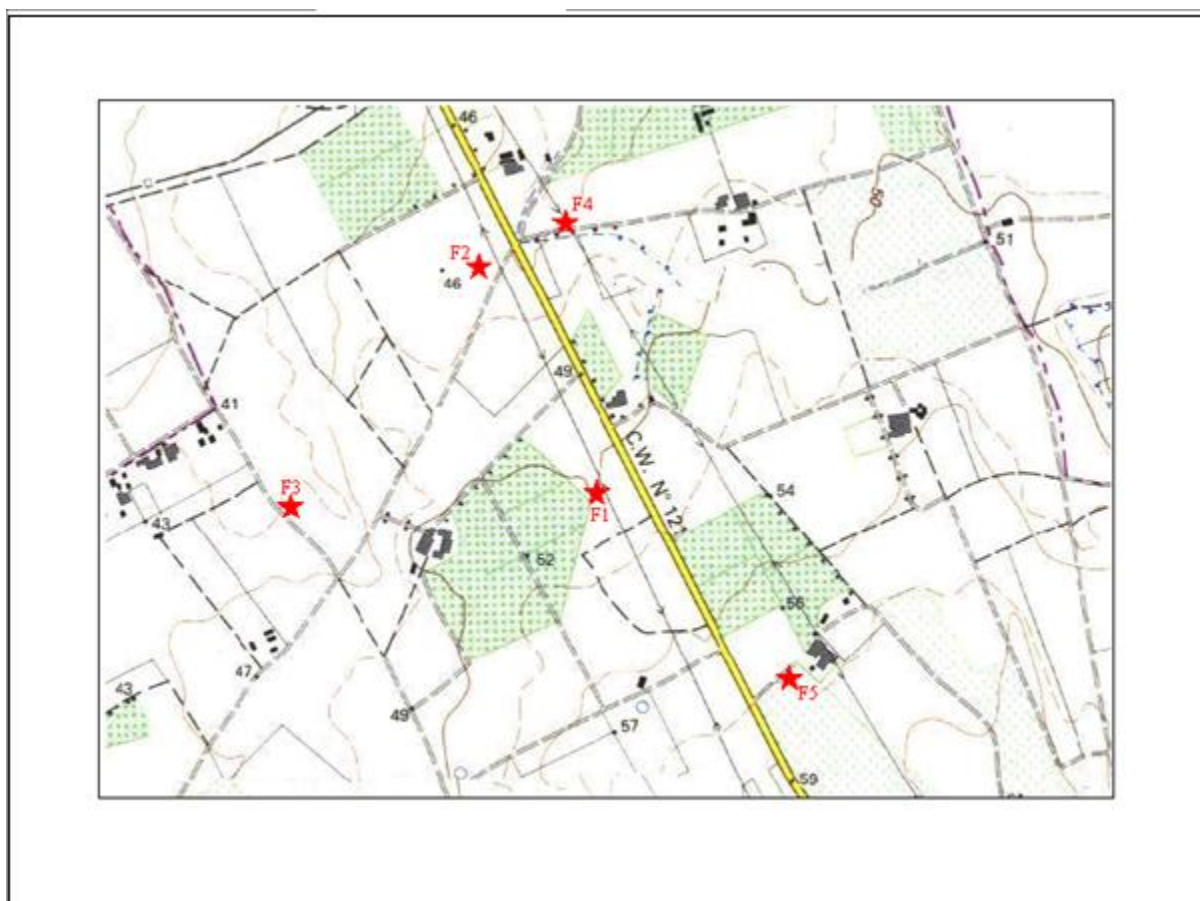


Figure III .1: Plan de situation des forages.

III.3. Répartition des forages dans le champ de captage

Tableau III.1 : Coordonnées Lambert des forages projeter

Forages	X (km)	Y (km)	Z (m)
F1	554,650	376,350	50,00
F2	554,375	376,925	46,00
F3	553,925	376,450	45,00
F4	554,400	377,150	46,00
F5	555,175	375,750	58,00

III.4. Caractéristiques des forages projetés :

Tableau .III.2 : Caractéristiques des forages projeter

Forages	Débit théorique (l/s)	Débit exploité (l/s)	Niveau statique (m)	Niveau dynamique (m)	Profondeur (m)
F1	40	32	21.57	25.48	92
F2	50	40	15.80	21.45	106.00
F3	35	25	32.30	37.70	120
F4	35	29	22.80	32.80	120
F5	32	25	30.62	41.61	95

Remarque:

La qualité de potabilité des eaux exploitées à partir des forages est acceptable

III.5. Calcul de volume de production journalière des forages :

L'exploitation dans un champ de captage des eaux souterraines destinées à l'alimentation ne doit pas être 24h/24 pour laisser les forages en repos dans le but de :

- ❖ Préservation de la nappe.
- ❖ L'augmentation de durée de vie de forage.
- ❖ Reprise de rendement des pompes

Les pompes immergées des forages travaillant 20h/24 .elles refoulent des débits journaliers et le tableau III.4 représente la production journalière.

Tableau III.3 : Production journalière des forages

Forages	Débit exploité	Production journalière (20 h/24)
	(l/s)	m ³ /j
F1	32	2304
F2	40	2880
F3	25	1800
F4	29	2088
F5	25	1800
Total	151	10872

III.6. Bilan entre le débit des ressources existantes et projetées avec les besoins maximaux journaliers.

Le champ de captage produit un débit journalière de 10872m³ /j, avec une durée de pompage de 20h /j. Il faut comparer entre les besoins maximale journalière et le débit des ressources existantes plus le débit des forages projetés.

Tableau III.4 : Comparaison entre le débit des ressources actuelles et des forages avec les besoins maximale journalière

Horizons	2035
Unité	m ³ /j
Q max j	21230.30
Total des Ressources Actuelles	10368
Total des Ressources projeté	10872
Total des ressources	21240

Conclusion

D'après le tableau III.5, nous avons constaté que l'apport prévu à partir du champ captage qui a un débit de 151 l/s est suffisant pour satisfaire les besoins en eau à l'horizon 2035.

CHAPITRE IV

LES RESERVOIRS

Introduction

Dans la cadre de notre projet d'adduction, les réservoirs de stockage représentent un élément indispensable, et la commune de Khemis El Khechna va prendre en charge un développement futur, ce qui va surement engendrer un déficit en matière de stockage, donc le but de ce chapitre est de déterminer le volume de stockage nécessaire et le vérifier de telle façon qu'on assure le meilleur fonctionnement des réseaux.

IV.1. choix de la cote d'implantation et emplacement des réservoirs

Il y a des considérations qu'on doit toujours tenir en compte dans l'emplacement d'un réservoir pour obtenir des dépenses minimales, par exemple :

- ❖ L'état du relief qui pourra favoriser la construction d'un réservoir au sol qu'aux propriétés technico-économique suivants :
 - Simplicité de réalisation du coffrage.
 - Etanchéité plus facile à réaliser.
- ❖ assurer aux abonnés une pression suffisante.
- ❖ L'alimentation du réseau de distribution doit se faire par gravité, le réservoir doit être construit à un niveau supérieur à celui de l'agglomération.
- ❖ L'implantation doit se faire aussi de préférence à proximité du centre important de consommation ou à l'extrémité de la ville en tenant compte des extensions au future.
- ✓ Dans notre projet le réservoir de stockage est implanté dans le même côté des deux réservoirs jumelés existants et sont éloignés l'un de l'autre avec une distance de 310 m puisque c'est le seul emplacement qui assure une bonne pression ainsi l'extension de l'agglomération sera proche du réservoir avec une côte de radier égale 155 m, et pour la bache d'aspiration son emplacement directement lié à l'emplacement de la station de pompage ($C_{\text{bache}} = 92.5\text{m}$)

IV.2. Classification des réservoirs

D'après la situation des lieux, ils peuvent être : [1]

- ❖ Enterrées
- ❖ Semi-enterrés
- ❖ Surélève

D'après leurs formes :

- ❖ Circulaires
- ❖ Rectangulaires
- ❖ Carrés

IV.3. Choix du réservoir

Ce sera bien entendu une question d'espèce pour chaque cas .cependant à chaque fois que cela sera possible .Il sera préférable d'avoir recours au réservoir enterré, semi enterré ou au plus en élévation au-dessus du sol avec radier légèrement enterré

Le choix du réservoir dépend des :

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

IV.4. Equipements du réservoir [2]

Le réservoir doit être équipé :

IV.4.1. Conduite d'arrivée ou d'alimentation

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

Cette conduite peut être installée de plusieurs manières:

a) Par Le haut : 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.

b) Par Le bas: soit par le bas à travers les parois du réservoir soit par le fond à travers le radier (par le fond peut provoquer des fuites au niveau du radier) pour qu'il soit un bon broyage. Dans notre cas nous avons pris la conduite d'arrivée par le bas.

IV .4.2. Conduite de départ ou de distribution

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

IV.4.3 . Conduite de trop-plein

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

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

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

IV.4.4 . Conduite de vidange

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

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

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

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.

IV .4.5. Conduite by-pass

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).

IV.4.6. Matérialisation de la réserve d'incendie

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

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

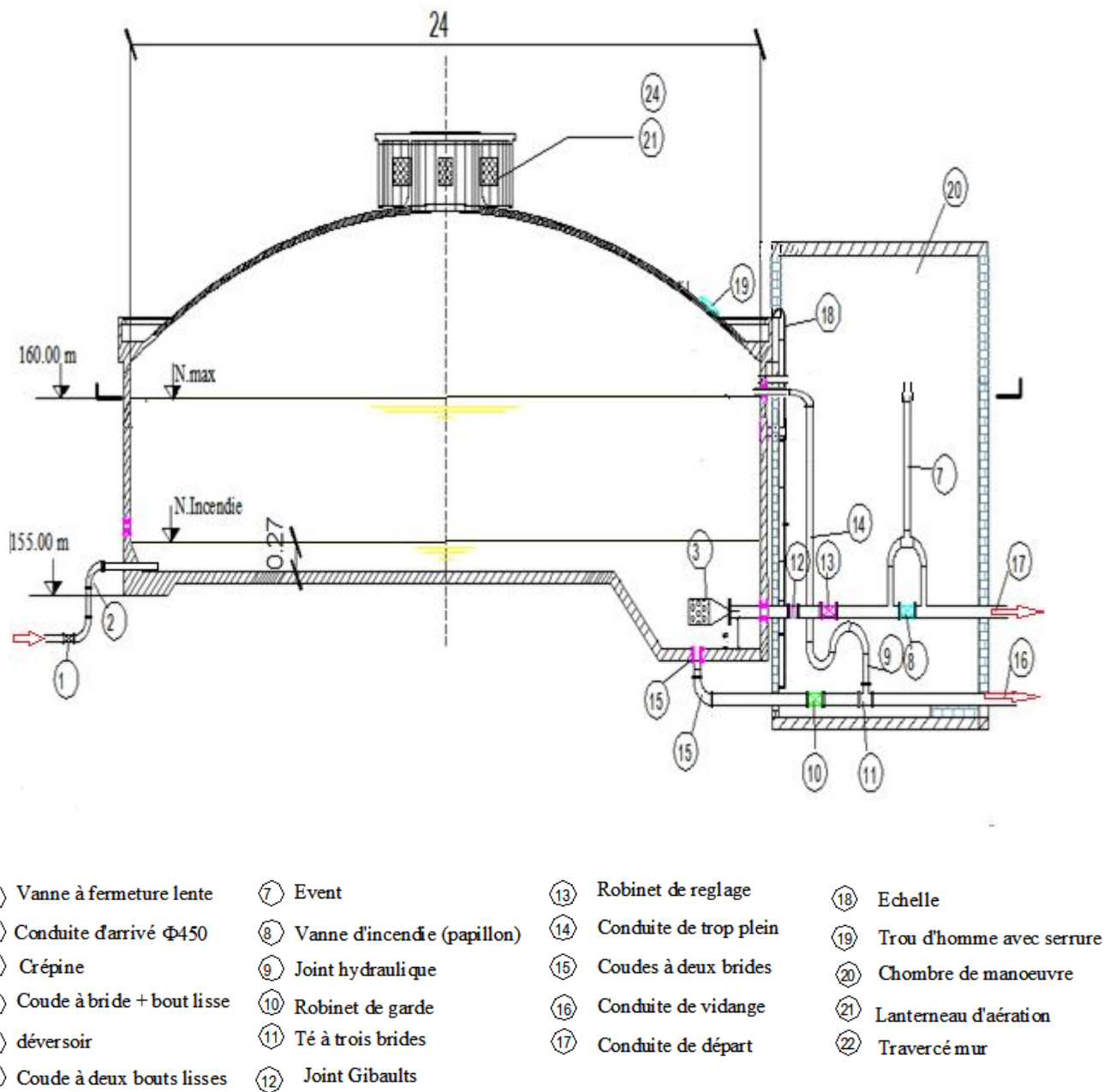


Figure IV .1 : Coupe transversale d'un réservoir semi-enterré

IV.5. Rôles des réservoirs

Les réservoirs ont plusieurs rôles dans un système d'AEP, on peut citer :

- ❖ Emmagasinement d'eau pendant les heures creuses de consommation et restitution de l'eau pendant les pointes de consommation.
- ❖ Dans le cas où le réseau est étendu longitudinalement, et que des faibles pressions apparaissent aux points les plus éloignés du réservoir, on construit dans cette zone un deuxième réservoir appelé réservoir d'équilibre.
- ❖ la continuité de la distribution doit être assurée pendant l'arrêt de la pompe.
- ❖ la réserve d'incendie doit être prévue dans le cas où l'agglomération le nécessite.
- ❖ Jouer le rôle de brise charge dans le cas d'une distribution étagée
- ❖ Jouer le rôle d'un relais.
- ❖ Régulariser le débit entrant et le débit sortant.

IV .6. Calcul de la capacité des réservoirs

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

Pour notre projet, nous avons projeté un réservoir de stockage et une bache 'aspiration pour la station de pompage à projetée.

IV .6. 1. Calcul de la capacité du réservoir de stockage

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

La méthode analytique.

La méthode graphique.

a) La méthode analytique

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

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

V_r : capacité résiduelle (m^3),

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

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

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

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

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

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

b) Méthode graphique

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

Donc :

$$R_{max} = |V|^+ + |V|^- \dots\dots\dots(III .3)$$

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

$$V_r = \frac{Q_{max.j} * R_{max}}{100} (m^3) \dots\dots\dots(III.4)$$

Dont le volume total sera :

$$V_t = V_r + V_{inc} \dots\dots\dots(III .5)$$

En utilisons la méthode analytique, nous allons calculer la capacité du réservoir de stockage du réseau d'adduction.

La détermination de la capacité des réservoirs par cette méthode, exige deux régimes distincts :

Le régime de consommation de l'agglomération caractérisé par le graphique de consommation.

Le régime d'apport à partir de la source vers le réservoir et dans notre projet le réservoir a été rempli par pompage avec un temps de 20 h.

Tableau IV.1: Evaluation du volume résiduel du réservoir de Khemis El Khechena

Heures	Apports (%)	Distribution (%)	Surplus (%)	Déficit (%)	Résidu (%)
00 - 01	0	3,35	0	3.35	9.75
01 - 02	0	3,25	0	3.25	6.5
02 - 03	0	3,3	0	3.3	3.2
03 - 04	0	3,2	0	3.2	0
04 - 05	5	3,25	1.75	0	1.75
05 - 06	5	3,4	1.6	0	3.35
06 - 07	5	3,85	1.15	0	4.5
07 - 08	5	4,45	0.55	0	5.05
08 - 09	5	5,2	0	0.2	4.85
09 - 10	5	5,05	0	0.05	4.8
10 - 11	5	4,85	0.15	0	4.95
11 - 12	5	4,6	0.4	0	5.35
12 - 13	5	4,6	0.4	0	5.75
13 - 14	5	4,55	0.45	0	6.2
14 - 15	5	4,75	0.25	0	6.45
15 - 16	5	4,7	0.3	0	6.75
16 - 17	5	4,65	0.35	0	7.1
17 - 18	5	4,35	0.65	0	7.75
18 - 19	5	4,4	0.6	0	8.35
19 - 20	5	4,3	0.7	0	9.05
20 - 21	5	4,3	0.7	0	9.75
21 - 22	5	4,2	0.8	0	10.55
22 - 23	5	3,75	1.25	0	11.8
23 - 00	5	3,7	1.3	0	13.1
Total	100 %	100 %	--	--	--

Le volume résiduel sera : $V_r = \frac{13.1 * 21230.3}{100} = 2781.17m^3$

La capacité totale sera : $V_t = 2781.17 + 120 = 2901.17m^3$

Alors qu'il existe deux réservoirs jumelés de capacité totale égale à $1000 m^3$ donc la capacité du réservoir projeté nécessaire sera égale:

$$V_t = 2901.17 - 1000$$

$$V_t = 1901.17 m^3$$

La capacité normalisée du réservoir projeté sera : **$V_n = 2000m^3$**

IV .6. 2. Calcul de la capacité de la bêche d'aspiration:

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

$$V_{\text{bêche}} = \frac{Q_{\text{moyj}} * t}{T} \dots\dots\dots(\text{III .6})$$

Avec :

Q_{moyj} : débit moyen exploité à partir des forages ($Q_{\text{moyj}}=10872 m^3 /j$)

T: le temps de fonctionnement des pompes immergées ($T = 20h$)

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

$$V_{\text{bêche}} = \frac{10872 \times 0.25}{20} = 135.9m^3$$

La capacité de la bêche normalisée sera **$V_{\text{bêche}} = 150m^3$**

IV .7. Formes et dimensions des réservoirs [2]

La section circulaire est généralement adoptée pour les réservoirs de capacité inférieure à $10\ 000 m^3$, ce qui permet de choisir cette forme pour tous les réservoirs terminaux, la hauteur d'eau utile est limitée généralement entre 3 et 6 mètres; l'optimum, pour les agglomérations de petite ou moyenne importance, se situe le plus souvent vers 4 à 5 mètres.

❖ Le diamètre D de la cuve:

$$S = \frac{V_n}{h} \Rightarrow D = \sqrt{\frac{4 * V_n}{\pi * h}} \dots\dots\dots (\text{III.7})$$

Avec:

V_n : Volume normalisée du réservoir (m³) ;

S : section du réservoir (m²) ;

D : diamètre de la cuve (m) ;

h : hauteur utile optimale d'eau (m) (nous allons prendre $h=5m$ pour le reservoir de stockage de la ville et $h=4m$ pour la bache d'aspiration)

Pour faciliter les travaux de coffrage nous allons normaliser le diamètre " D_n "

❖ Réévaluation de la hauteur d'eau h :

On recalcule la hauteur utile en utilisant le diamètre normalisé de la cuve.

$$h = \frac{4 \times V_n}{\pi \times D_n^2} \dots\dots\dots(\text{III.8})$$

❖ La section de la cuve :

On calcule la section de la cuve moyennant la formule

$$S = \frac{V_n}{h} \dots\dots\dots(\text{III.9})$$

❖ La hauteur totale H du réservoir

On calcule la hauteur du réservoir moyennant la formule

$$H = h + R \dots\dots\dots(\text{III.10})$$

Avec :

H : hauteur totale du réservoir (m) ;

h : hauteur d'eau (m);

R : revanche (m),

❖ La hauteur de la réserve d'incendie :

On calcule la hauteur de la réserve d'incendie moyennant la formule

$$h_{inc} = \frac{V_{inc}}{S} \dots\dots\dots(\text{III.11})$$

Le tableau ci-après résume la capacité et les dimensions du réservoir terminal de stockage et de la bache d'aspiration.

Tableau IV.2: la capacité et les dimensions du réservoir et la bache d'aspiration

Réservoirs	Volume en (m ³)	D (m)	Dn (m)	S (m ²)	h (m)	h _{inc} (m)	R (m)	H (m)
Réservoir terminal de stockage	2000	22.57	24.00	452.16	4.42	0.265	0.58	5.00
bache d'aspiration	150	7.39	8.00	50.24	2.99	--	0.51	3.50

IV .8. Entretien des réservoirs :

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

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

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

Conclusion

Nous avons étudié dans ce chapitre la capacité et le type du réservoir, nous avons trouvé que pour le bon fonctionnement du réseau d'adduction il est nécessaire de projeter un réservoir de **2000 m³** et nous avons calculé aussi la capacité de la bache d'aspiration de la station de pompage, ainsi que leurs dimensions.

CHAPITRE V

ETUDE D'ADDUCTION

Introduction

Les adductions sont nécessaires pour assurer le transport 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, quelque fois ils peuvent se trouver à des distances considérables. Donc le but de ce chapitre est le réseau d'adduction en assurant le bon fonctionnement de ce réseau.

V.1.Quelques notions simples sur l'adduction

V.1.1. Types d'adduction [6]

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

- ❖ Adduction gravitaire
- ❖ Adduction par refoulement
- ❖ Adduction mixte

V.1.1.1.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.

V.1.1.2.Adduction par refoulement

C'est une adduction où l'écoulement se fait sous pression à l'aide des machines hydroélectriques (pompes). 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.

V.1.1.3.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 mixte

V.1.2. Adduction et types d'écoulement

On distingue deux types d'écoulement :

V.1.2.1. Ecoulement à surface libre

L'écoulement à surface libre est un écoulement qu'on rencontre dans le cas des adductions gravitaires sans charge tels que les canaux à ciel ouvert et les aqueducs fermés. Ce type d'écoulement est conditionné par la pente.

V.1.2.2. Ecoulement en charge

L'écoulement en charge est un écoulement qu'on rencontre dans le cas des adductions ou des réseaux gravitaires sous pression et des adductions par refoulement.

V.1.3. La ligne piézométrique

La ligne piézométrique permet de visualiser la pression exercée par l'eau en chaque point du tracé. Elle correspond au niveau qu'atteindrait l'eau dans un tuyau vertical connecté sur l'adduction.

V.1.4. L'air dans les tuyauteries

Au remplissage ou à la mise en service d'une adduction. Le phénomène est particulièrement sensible. Le profil d'une adduction présentant plusieurs points hauts et bas. Dans de nombreux cas de figure de véritables bouchons d'air se produisent dans les points hauts. D'où la nécessité de respecter les conditions suivantes :

- ❖ D'éviter les fonctionnements mixtes, à surface libre et sous pression,
- ❖ De localiser les points hauts,
- ❖ D'y installer un organe de dégazage : ventouse, brise charge,

V.1.5. Dépôts dans l'adduction

L'eau captée peut être chargée en limons, sables, surtout dans le cas de sources à débit variant fortement. On constate une sédimentation de ces matériaux solides au Niveau des points bas de la conduite. Pour prévenir l'apparition de problèmes dans le futur, surtout dans le cas d'adductions longues, trois précautions s'imposent :

- ❖ Dimensionner correctement de l'adduction en respectant une vitesse de l'eau supérieure à 0,5 m/s (de préférence supérieure à 0.7 m/s dans le cas de captage souterrain)..
- ❖ Equiper la conduite d'adduction par plusieurs vannes de vidange au niveau des points plus bas du profil.
- ❖ Régulièrement les vidanges seront ouvertes de manière à éliminer les dépôts solides.

V.1.6. Choix du trace

Le choix du tracé de la conduite doit tenir compte de certaines conditions qui sont :

- ❖ Distance la plus courte entre deux points à desservir,
- ❖ 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).
- ❖ Il est préférable de passer la conduite à côté des routes pour faciliter la pose des

Tuyaux et leur exploitation (détection des fuites, des vannes défectueuses, de tous les dommages subit par l'installation) et permettre un accès rapide pour l'entretien, la réparation ainsi que l'acheminement du matériel.

❖ Eviter le maximum possible les pentes et contres pentes, qui peuvent donner lieu à des contournements d'air, suite à l'arrêt inopiné du groupe électropompe, et qui sont difficilement évacuables.

❖ Le tracé en plan tient compte de la réalisation du profil en long idéal, avec des Coudes largement ouvert afin d'éviter les butées importantes

V.1.7. Choix du type du matériau de la tuyauterie

Le choix porté sur les différentes conduites se fait en fonction de :

- ♦ Diamètre.
- ♦ Pressions supportées.
- ♦ Les conditions d'installation.
- ♦ Le revêtement.
- ♦ La disponibilité.
- ♦ Du prix unitaire.
- ♦ Du type de sol.
- ♦ Ne pas omettre d'intégrer le coût de transport qui reste un paramètre Important.
- ♦ Les frais d'amortissement de la conduite varient dans le même sens que le diamètre de celle-ci, et dans les mêmes conditions du débit véhiculé.
- ♦ Les frais d'exploitation qui seront inversement proportionnels au diamètre de la conduite.
- ♦ 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 ;

Parmi les matériaux utilisés, nous pouvons citer: L'acier- la fonte - le béton -le PVC (polychlorure de vinyle non plastifié) et le PEHD (polyéthylène à haute densité)

❖ Fonte ductile :

Ce tube a subi de nombreuses évolutions, principalement dans ses revêtements intérieurs et extérieurs. Il existe d'ailleurs aujourd'hui, plusieurs types de revêtements intérieurs et extérieurs. Apte à prendre en charge les grandes pressions, et son prix est onéreux.

❖ **Acier :**

L'acier est un matériau apte à prendre en charge la grande pression 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, son collage se fait par chauffage. Ils nécessitent beaucoup de pièces spéciales ainsi son prix devient onéreux mais 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

Conclusion :

Dans notre projet, on opte pour des conduites en fonte ductile pour tous les tronçons du projet, vu les avantages qu'elles présentent à savoir:

- souple et plus résistante.
- supporte des pressions de service atteignant 25 bars.
- une épaisseur de conduite voisine du 1/20eme du rayon.
- des longueurs jusqu'à 7m à partir du diamètre de 800mm.
- Possibilité d'utiliser plusieurs et différents types de joints pour assembler ces conduites.

V.2. Description de la variante proposée

Le but de cette étude, est le renforcement d'un système d'AEP de chef-lieu de la commune de Khemis El Khechena à partir de champs de captage projeté.

Nous avons projeté un collecteur principal dans lequel les conduites des forages sont reliées. Ce système, consiste en premier temps, a ramené l'eau potable à partir des forages projetés , vers d'abord la station de pompage qui est implantée en un point de telle façon diviser la charge totale en deux parties , puis par une conduite d'adduction de la station de pompage vers un point élevé et qui sera le site du réservoir projeté.

Il faut aussi que cette variante, soit réalisable du point de vue technique et qu'elle soit, bien adaptée avec l'importance du projet et ses conditions aussi bien topographiques que géologiques. La variante qui sera choisie, devra être économique.

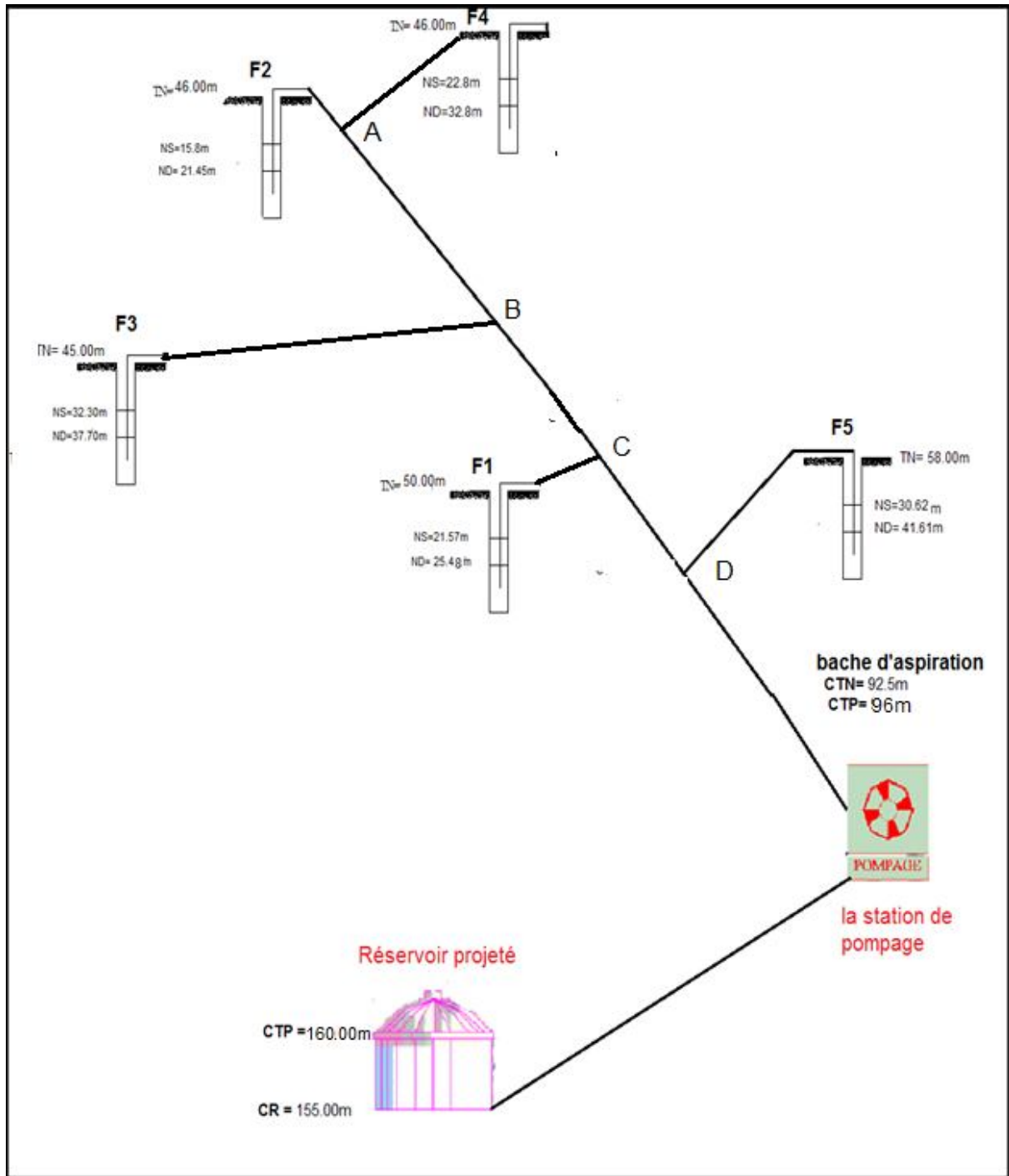


Figure V.1: Schéma descriptif de la variante proposée

V.3.caratéristiques générales du transfert

❖ **Le tronçon F1-C:**Entre le forage F1 et le point de d'unification C

-Côte terrain du point C: $CTN(C) = 56.35$ m

- $L_{F1-C} = 94.96$ m

- Côte niveau dynamique du forage1 : $C_{ND} = CTN - ND$

$C_{ND} = 50.00 - 25.48 \longrightarrow C_{ND} = 24.52$ m

❖ **Le tronçon F2-A:**Entre le forage F2 et le point de d'unification A

-Côte terrain du point A: $CTN(A) = 53.51$ m

- $L_{F2-A} = 93.89$ m

- Côte niveau dynamique du forage2 : $C_{ND} = CTN - ND$

$C_{ND} = 46.00 - 21.45 \longrightarrow C_{ND} = 24.55$ m

❖ **Le tronçon F3-B:**Entre le forage F3 et le point de d'unification A

-Côte terrain du point B: $CTN(B) = 55.28$ m

- $L_{F3-B} = 861.41$ m

- Côte niveau dynamique du forage : $C_{ND} = CTN - ND$

$C_{ND} = 45.00 - 37.7 \longrightarrow C_{ND} = 7.30$ m

❖ **Le tronçon F4-A:**Entre le forage F4 et le point de d'unification A

- $L_{F4-A} = 1047.72$ m

- Côte niveau dynamique du forage : $C_{ND} = CTN - ND$

$C_{ND} = 46.00 - 25.48 \longrightarrow C_{ND} = 13.20$ m

❖ **Le tronçon F5-D:**Entre le forage F5 et le point de d'unification D

-Côte terrain du point D: $CTN(D) = 62.16$ m

- $L_{F5-D} = 297.$ m

- Côte niveau dynamique du forage : $C_{ND} = CTN - ND$

$C_{ND} = 58.00 - 41.61 \longrightarrow C_{ND} = 16.39$ m

❖ **Le tronçon A-B:**Entre le point A et le point B

- $L_{A-B} = 365.33.$ m

❖ **Le tronçon B-C:**Entre le point A et le point B

- $L_{B-C} = 191.78.$ m

❖ **Le tronçon C-D:**Entre le point A et le point B

- $L_{C-D} = 775.60$ m

❖ **Le tronçon D-SP:**Entre le point de d'unification B et la station de pompage

- $L_{D-SP} = 4818.88$ m

- Côte radier de la bache d'aspiration: $CR_{bache} = 92.50$ m

- Côte trop plein de la bache d'aspiration: $CTP_{bache} = 96.0$ m

❖ **Le tronçon SP-R:** Entre la station de pompage et le réservoir

- $L_{SP-R} = 1660$ m
- Côte radier du réservoir: $CR_R = 155$ m
- Côte trop plein du réservoir: $CTP_R = 160$ m

V.4. Dimensionnement de l'adduction par refoulement

V.4.1. Diamètres économiques

La notion du diamètre économique s'introduit dans le cas d'un écoulement par refoulement (par pompage), ce diamètre permet de donner un coût de revient minimum entre les dépenses d'exploitation et celle d'investissement, donc une étude technico-économique s'avère indispensable

V.4.2. Choix de la gamme des diamètres [2]

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

❖ **La formule de BRESS:**

$$D = 1,5 \times \sqrt{Q} \dots\dots\dots(\mathbf{V.1})$$

❖ **La formule de BONNIN:**

$$D = \sqrt{Q} \dots\dots\dots(\mathbf{V.2})$$

❖ **La formule de MUNIER :**

$$D = (1 + 0.02 \times n) \sqrt{Q} \dots\dots\dots(\mathbf{V.3})$$

Avec : n = nombre d'heures de pompage.

❖ **Formule de VIBERT :**

Pompage continu : $D = 1,547 \times \left(\frac{e}{f}\right)^{0,154} \times Q^{0,46} \dots\dots\dots(\mathbf{V.4})$

Pompage (10h/24h): $D = 1,35 \times \left(\frac{e}{f}\right)^{0,154} \times Q^{0,46} \dots\dots\dots(\mathbf{V.5})$

Avec : e= prix du KWh et f= prix du kg de fonte..
 Pour toutes les formules le débit Q en(m3/s) et le diamètre D en (m).

Remarque :

Les deux formules (BRESSE et BONIN) ne prennent que le débit et un coefficient économique (1,5 ou 1) comme paramètres influant sur le diamètre, on ne peut pas les utiliser sans connaître une erreur sur son évaluation, et la formule de VIBERT ne peuvent pas être utilisées dans notre cas, vu que la pompe ou le groupe électropompe fonctionne 20h/24h en plus les quatre formules citées donnent un diamètre calculé. Cependant, On peut utiliser la formule de (BONIN) juste pour avoir une idée globale sur le diamètre ou pour faire le choix de la gamme des diamètres à utiliser dans la méthode technico-économique.

V.4.3. Calcul des pertes de charge

V.4.3.1. pertes de charge linéaires

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

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

$$\Delta H_i = \lambda \frac{L V^2}{2 * D * g} = I * L \dots\dots\dots(\mathbf{V.6})$$

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

- ΔH_i: Pertes de charge linéaires en (m)

- I: gradient hydraulique en (m/m)

-Le coefficient de frottement λ est obtenu par la formule de Nikuradzé:

$$\lambda = (1,14 - 0,86 * \ln \frac{\epsilon}{D})^{-2} \dots\dots\dots(\mathbf{V.7})$$

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

$$\epsilon = \epsilon_0 + \alpha T \dots\dots\dots(\mathbf{V.8})$$

- ε₀ : la rugosité à l'état neuf ; égale à 0,8 mm.

- α : le coefficient de vieillissement de conduite déterminé à partir de l'abaque de « PETER-LAMONT » (α = 0,04 mm/an)

-T : temps de service, (t = 27 ans).

Alors, ε = 0,8 + 0,04 * 27 = 1,88mm.

V.4.3.2. Pertes de charge singulières

Elles sont générées par les singularités telles que les coudes, vannes, clapets, branchements...etc. Les pertes sont estimées de 10 % à 15% des pertes de charge linaires (nous avons pris 15% dans notre cas)

Elles sont données par la formule suivante :

$$\Delta H_s = 0,15 \times \Delta H_l \dots\dots\dots(V.9)$$

V.4.3.3. Pertes de charge totales (ΔH_t)

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

$$\Delta H_t = \Delta H_l + \Delta H_s \dots\dots\dots(V.10)$$

Tenant compte de (V.9) et (V.10), nous obtenons:

$$\Delta H_t = 1.15 \times \Delta H_l \dots\dots\dots(V.11)$$

V.4.4. Calcul de la hauteur manométrique totale

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

$$HMT = Hg + \Delta H_a + \Delta H_r = Hg + \Delta H_t \dots\dots(V.12)$$

Avec:

- Hg: la hauteur géométrique
- ΔH_a : pertes de charge à l'aspiration
- ΔH_r : pertes de charge au refoulement

V.4.5. Puissance absorbée par la pompe

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

$$P = \frac{\rho g \times Q \times HMT}{\eta} \dots\dots\dots(V.13)$$

Avec:

- η : rendement de la pompe en (%) ($\eta=82\%$)
- Q: débit refoulé par la pompe en (m^3/s)
- g: pesanteur ($9.81 m/s^2$)
- ρ : masse volumique de l'eau ($1000kg/ m^3$)

V.4.5. Energie consommée par la pompe

$$E = P \times t \times 365 \text{ [Kwh]} \quad \dots\dots\dots \text{(V.14)}$$

Avec:

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

P: puissance de la pompe en (kW)

V.4.6. Frais d'exploitation

Les frais d'exploitation sont définis comme suit :

$$F_{ex} = E \times e \text{ [DA]} \quad \dots\dots\dots \text{(V.15)}$$

Avec:

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

e: prix unitaire d'un Kw H imposé par la SONELGAZ.(e=4,67DA)

V.4.7.Frais d'amortissement

Les frais d'amortissement sont donnés comme suit:

$$F_{am} = P_{rc} \times A \text{ [DA]} \quad \dots\dots\dots \text{(V.16)}$$

P_{rc}: prix de la conduite en (DA)

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

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

Avec

i: Taux d'annuité annuel, i = 8 %

n: nombre d'années d'amortissement, n = 27ans

AN:

$$A = \frac{0,08}{(0,08+1)^{27} - 1} + 0,08 = 0,0914 = 09.14 \%$$

A= 9.14 %

V.4.8. Détermination des diamètres économiques de la conduite de refoulement

V.4.8.1. Détermination des diamètres économiques par la formule de (BONIN)

Tableau V.1: Détermination des diamètres économiques calculés

Tronçon	Q (m3/s)	D cal	V (m/s)
F2-A	0.04	0.200	1.274
F4-A	0.029	0.170	1.274
A-B	0.069	0.263	1.274
F3-B	0.025	0.158	1.274
B-C	0.094	0.307	1.274
F1-C	0.032	0.179	1.274
C-D	0.126	0.355	1.274
F5-D	0.025	0.158	1.274
D-SP	0.151	0.389	1.274
SP-R	0.151	0.389	1.274

A partir de ces diamètres trouvés dans le tableau V.1, on choisit une gamme des diamètres parmi lesquels nous opterons pour celui qui présentera les frais les moins élevés et répondra conditions techniques (vitesses d'écoulement admissible).

❖ **Le tronçon SP-R:**

$$H_g = \nabla CTP_R - \nabla CTP_{b\grave{a}che}$$

AN: $H_g = 160 - 96 = 64 \text{ m}$

D'où:

$H_g \text{ (SP)} = 64\text{m}$

$L = 1660 \text{ m}$

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

Tableau V.2: Calcul de la HMT du tronçon du SP-R

Diamètre en (mm)	V (m/s)	λ	I(m/m)	L (m)	ΔH_t (m)	HMT(m)
300	2.14	0.033029509	0.025633708	1660	48.93	112.93
350	1.57	0.03149366	0.011308331	1660	21.59	85.59
400	1.20	0.030248211	0.005570771	1660	10.63	74.63
450	0.95	0.029209964	0.002985273	1660	5.70	69.70
500	0.77	0.028325857	0.001709419	1660	3.26	67.26
600	0.53	0.02688802	0.000652106	1660	1.24	65.24

Tableau V.3: Calcul des frais d'amortissement du SP -R

Diamètre en (mm)	Prix de ml (DA)	L (m)	F _{amort} (DA)
300	5250	1660	796551.00
350	6000	1660	910344.00
400	6580	1660	998343.92
450	7014	1660	1064192.14
500	8215	1660	1246412.66
600	10569	1660	1603570.96

Tableau V.4: Calcul des frais d'exploitation du SP-R

Diamètre en (mm)	P (K Watt)	E (KWh)	F _{exploit} (DA)
300	204.0139	1489301.24	6955036.77
350	154.6119	1128667.00	5270874.87
400	134.8256	984226.79	4596339.13
450	125.9093	919138.16	4292375.22
500	121.5095	887019.19	4142379.60
600	117.8633	860401.85	4018076.62

Tableau V.5: Bilan du tronçon SP-R

Diamètre (mm)	F _{exploit} (DA)	F _{amort} (DA)	Bilan (DA)
300	6955036.77	796551	7751587.77
350	5270874.87	910344	6181218.87
400	4596339.13	998343.92	5594683.05
450	4292375.22	1064192.1	5356567.35
500	4142379.60	1246412.7	5388792.26
600	4018076.62	1603571	5621647.58

Conclusion:

Le diamètre le plus économique est de 450 mm avec une vitesse de 0.95 m/s.

❖ **Le tronçon D-SP:**

Hg = 33.84 m	L= 4818.88m
--------------	-------------

Tableau V.6: Calcul de la HMT du tronçon D-SP

Diamètre en (mm)	V (m/s)	λ	I(m/m)	L (m)	ΔH_f (m)	HMT(m)
350	1.57	0.031494	0.011308	4818.88	62.66751	96.50751
400	1.20	0.030248	0.005571	4818.88	30.87161	64.71161
450	0.94	0.02921	0.002985	4818.88	16.54352	50.38352
500	0.77	0.028326	0.001709	4818.88	9.47311	43.31311
600	0.53	0.026888	0.000652	4818.88	3.613783	37.45378

Tableau V.7: Calcul des frais d'amortissement du tronçon D-SP

Diamètre en (mm)	Prix de ml (DA)	L (m)	F _{amort} (DA)
300	5250	4818.88	2312340
350	6000	4818.88	2642674
400	6580	4818.88	2898132
450	7014	4818.88	3089286
500	8215	4818.88	3618261

Tableau V.8: Calcul des frais d'exploitation du D-SP

Diamètre en (mm)	P (K Watt)	E (KWh)	F _{exploit} (DA)
300	317.7494	2319570	10832393
350	174.3385	1272671	5943373
400	116.8999	853369.6	3985236
450	91.0166	664421.2	3102847
500	78.24408	571181.8	2667419

Tableau V.9: Bilan du tronçon D-SP

Diamètre (mm)	F _{exploit} (DA)	F _{amort} (DA)	Bilan (DA)
300	10832393.13	2312339.57	13144732.70
350	5943372.59	2642673.79	8586046.38
400	3985235.97	2898132.26	6883368.23
450	3102847.04	3089285.66	6192132.71
500	2667418.80	3618260.87	6285679.67

Conclusion:

Le diamètre économique qui répond aux conditions techniques est de 450 mm avec une vitesse égale à 0.94 m/s.

❖ **Le tronçon F5-D:**

$$H_g = \nabla_{CP(D)} - \nabla_{C_{ND}}$$

$$\text{Avec : } \nabla_{CP(D)} = \nabla_{CTP(\text{b\^ache})} + \Delta H_{SP-D} = 96 + 16.54 \quad \nabla_{CP(D)} = 112.54 \text{ m}$$

$H_g = 96.15 \text{ m}$	$L = 297 \text{ m}$
-------------------------	---------------------

Tableau V.10: Calcul de la HMT du tronçon du tronçon F5-D

Diamètre en (mm)	V (m/s)	λ	I(m/m)	L (m)	$\Delta H_t(m)$	HMT(m)
100	3.18	0.0481434	0.24887331	297	85.00	181.15
150	1.42	0.0415432	0.0282804	297	9.66	105.81
200	0.79	0.0376503	0.00608219	297	2.08	98.23
250	0.51	0.0349956	0.00185249	297	0.63	96.78

Tableau V.11: Calcul des frais d'amortissement du tronçon du tronçon F5-D

Diamètre en (mm)	Prix de ml (DA)	L (m)	F _{amort} (DA)
100	1700	297	46147.86
150	2050	297	55648.89
200	2812	297	76333.99
250	4150	297	112655.07

Tableau V.12: Calcul des frais d'exploitation du tronçon du tronçon F5-D

Diamètre en (mm)	P (K Watt)	E (KWh)	F _{exploit} (DA)
100	54.18011478	395514.838	1847054.29
150	31.6459748	231015.616	1078842.93
200	29.37836998	214462.101	1001538.01
250	28.94629415	211307.947	986808.11

Tableau V.13: Bilan du tronçon F5-D

Diamètre (mm)	F _{exploit} (DA)	F _{amort} (DA)	Bilan (DA)
100	1847054.29	46147.86	1893202.15
150	1078842.93	55648.89	1134491.82
200	1001538.01	76333.99	1077872.00
250	986808.11	112655.07	1099463.18

Conclusion:

Après les résultats le diamètre économique est de 150 mm avec une vitesse de 1.42 m/s.

❖ **Le tronçon C-D:**

$$H_g = \nabla_{CP}(D) - \nabla_{CTN}(C)$$

$H_g = 56.19 \text{ m}$

$L = 775.6 \text{ m}$

Tableau V.14: Calcul de la HMT du tronçon C-D

Diamètre en (mm)	V (m/s)	λ	I(m/m)	L (m)	$\Delta H_t(m)$	HMT(m)
300	1.78	0.033030	0.017848373	775.6	15.92	98.16
350	1.31	0.031494	0.007873824	775.6	7.02	72.11
400	1.00	0.030248	0.003878846	775.6	3.46	63.21
450	0.79	0.029210	0.002078601	775.6	1.85	59.65
500	0.64	0.028326	0.001190243	775.6	1.06	58.04

Tableau V.15: Calcul des frais d'amortissement du tronçon C-D

Diamètre en (mm)	Prix de ml (DA)	L (m)	F _{amort} (DA)
300	5250	775.6	372171.66
350	6000	775.6	425339.04
400	6580	775.6	466455.15
450	7014	775.6	497221.34
500	8215	775.6	582360.04

Tableau V.16: Calcul des frais d'exploitation du C-D

Diamètre en (mm)	P (K Watt)	E (KWh)	F _{explo} (DA)
300	130.26437	950929.927	4440842.76
350	114.19270	833606.736	3892943.46
400	107.75572	786616.785	3673500.39
450	104.85505	765441.852	3574613.45
500	103.42367	754992.759	3525816.18

Tableau V.17 Bilan du tronçon C-D

Diamètre (mm)	F _{explo} (DA)	F _{amort} (DA)	Bilan (DA)
300	4440842.76	372171.66	4813014.42
350	3892943.46	425339.04	4318282.50
400	3673500.39	466455.15	4139955.53
450	3574613.45	497221.34	4071834.79
500	3525816.18	582360.04	4108176.22

Conclusion:

Le diamètre économique et qui répond aux conditions techniques est de 400 mm, avec une vitesse de $V = 1$ m/s.

❖ **Le tronçon F1-C:**

$$H_g = \nabla CP(C) - \nabla C_{ND}$$

$$\text{Avec : } \nabla CP(C) = \nabla CP(D) + \Delta H_{C-D} = 112.54 + 3.46 \rightarrow \nabla CP(C) = 116 \text{ m}$$

$H_g = 91.48\text{m}$

$L = 94.96 \text{ m}$

Tableau V.18: Calcul de la HMT du tronçon F1-C

Diamètre en (mm)	V (m/s)	λ	I(m/m)	L (m)	$\Delta H_t(m)$	HMT(m)
100	4.08	0.04814338	0.40775402	94.96	44.53	136.01
150	1.81	0.04154322	0.04633461	94.96	5.06	96.54
200	1.02	0.03765031	0.00996507	94.96	1.09	92.57
250	0.65	0.03499558	0.00303511	94.96	0.33	91.81

Tableau V.19: Calcul des frais d'amortissement du tronçon F1-C

Diamètre en (mm)	Prix de ml (DA)	L (m)	F _{amort} (DA)
100	1700	94.96	14754.88
150	2050	94.96	17792.66
200	2812	94.96	24406.32
250	4150	94.96	36019.28

Tableau V.20: Calcul des frais d'exploitation du F1-C

Diamètre en (mm)	P (K Watt)	E (KWh)	F _{explo} (DA)
100	52.0679849	380096.2898	1775049.7
150	36.95830884	269795.6546	1259945.7
200	35.43782595	258696.1295	1208110.9
250	35.14810884	256581.1946	1198234.2

Tableau V.21 Bilan du tronçon F1-C

Diamètre (mm)	F _{exploit} (DA)	F _{amort} (DA)	Bilan (DA)
100	1775049.67	14754.88	1789804.56
150	1259945.71	17792.66	1277738.36
200	1208110.92	24406.32	1232517.24
250	1198234.18	36019.28	1234253.46

Conclusion:

Le diamètre économique après cette étude est de 200 mm, avec une vitesse de $V = 1,02\text{m/s}$.

❖ **Le tronçon B-C:**

$$H_g = \nabla_{CP}(C) - \nabla_{CTN}(B)$$

$$H_g = 60.72 \text{ m}$$

$$L = 191.78\text{m}$$

Tableau V.22: Calcul de la HMT du tronçon B-C

Diamètre en (mm)	V (m/s)	λ	I(m/m)	L (m)	$\Delta H_t(m)$	HMT(m)
300	1.33	0.03302951	0.00993375	191.78	2.19	62.91
350	0.98	0.03149366	0.00438228	191.78	0.97	61.69
400	0.74	0.03024821	0.00215882	191.78	0.48	61.20
450	0.59	0.02920996	0.00115687	191.78	0.26	60.98
500	0.48	0.02832586	0.00066245	191.78	0.15	60.87

Tableau V.23: Calcul des frais d'amortissement du tronçon B-C

Diamètre en (mm)	Prix de ml (DA)	L (m)	F _{amort} (DA)
300	5250	191.78	92025.633
350	6000	191.78	105172.152
400	6580	191.78	115338.793
450	7014	191.78	128326.825
500	8215	191.78	150300.096

Tableau V.24: Calcul des frais d'exploitation du B-C

Diamètre en (mm)	P (K Watt)	E (KWh)	F _{exploit} (DA)
300	70.74709679	516453.81	2411839.28
350	69.37022963	506402.68	2364900.50
400	68.8187707	502377.03	2346100.71
450	68.5702685	500562.96	2337629.02
500	68.44764131	499667.78	2333448.54

Tableau V.25 Bilan du tronçon B-C

Diamètre (mm)	F _{exploit} (DA)	F _{amort} (DA)	Bilan (DA)
300	2411839.28	92025.63	2503864.91
350	2364900.50	105172.15	2470072.65
400	2346100.71	115338.79	2461439.51
450	2337629.02	128326.83	2465955.85
500	2333448.54	150300.10	2483748.64

Conclusion:

Après cette étude technicoéconomique nous avons trouvé le diamètre du tronçon B-C est de 350 mm avec une vitesse de 0.98 m/s

❖ **Le tronçon F3-B:**

$$H_g = \nabla_{CP}(B) - \nabla C_{ND}$$

Avec : $\nabla_{CP}(B) = \nabla_{CP}(C) + \Delta H_{B-C} = 116 + 0.97$ $\nabla_{CP}(B) = 116.97\text{m}$

$H_g = 109.67 \text{ m}$

$L = 861.41 \text{ m}$

Tableau V.26: Calcul de la HMT du tronçon F3-B

Diamètre en (mm)	V (m/s)	λ	I(m/m)	L (m)	$\Delta H_t(m)$	HMT(m)
100	3.18	0.04814338	0.24887331	861.41	246.54	356.21
150	1.42	0.04154322	0.0282804	861.41	28.02	137.69
200	0.79	0.03765031	0.00608219	861.41	6.03	115.70
250	0.51	0.03499558	0.00185249	861.41	1.84	111.51

Tableau V.27: Calcul des frais d'amortissement du tronçon F3-B

Diamètre en (mm)	Prix de ml (DA)	L (m)	F _{amort} (DA)
100	1700	861.41	133845.89
150	2050	861.41	161402.39
200	2812	861.41	221396.84
250	4150	861.41	326741.43

Tableau V.28: Calcul des frais d'exploitation du F3-B

Diamètre en (mm)	P (K Watt)	E (KWh)	F _{exploit} (DA)
100	106.537	777719.9022	3631951.94
150	41.17962	300611.2332	1403854.46
200	34.60273	252599.9082	1179641.57
250	33.34955	243451.6945	1136919.41

Tableau V.29: Bilan du tronçon F3-B

Diamètre (mm)	F _{exploit} (DA)	F _{amort} (DA)	Bilan (DA)
100	3631951.94	133845.89	3765797.83
150	1403854.46	161402.39	1565256.85
200	1179641.57	221396.84	1401038.41
250	1136919.41	326741.43	1463660.84

Conclusion:

Le diamètre économique du tronçon F3-B est de 150 mm, avec une vitesse de 1,42m/s.

❖ **Le tronçon A-B:**

$$H_g = \nabla_{CP}(B) - \nabla_{CTN}(A)$$

H _g = 63.46 m	L = 365.33 m
--------------------------	--------------

Tableau V.30: Calcul de la HMT du tronçon A-B

Diamètre en (mm)	V (m/s)	λ	I(m/m)	L (m)	$\Delta H_t(m)$	HMT(m)
250	1.41	0.03499558	0.01411149	365.33	5.93	69.39
300	0.98	0.03302951	0.00535249	365.33	2.25	65.71
350	0.72	0.03149366	0.00236125	365.33	0.99	64.45
400	0.55	0.03024821	0.00116321	365.33	0.49	63.95

Tableau V.31: Calcul des frais d'amortissement du tronçon A-B

Diamètre en (mm)	Prix de ml (DA)	L (m)	F _{amort} (DA)
250	4150	365.33	138573.32
300	5250	365.33	175303.60
350	6000	365.33	200346.97
400	6580	365.33	219713.85

Tableau V.32: Calcul des frais d'exploitation du A-B

Diamètre en (mm)	P (K Watt)	E (KWh)	F _{exploit} (DA)
250	57.27864	418134.0863	1952686.18
300	54.24096	395959.0132	1849128.59
350	53.20358	388386.1408	1813763.28
400	52.78809	385353.0755	1799598.86

Tableau V.33 Bilan du tronçon A-B

Diamètre (mm)	F _{exploit} (DA)	F _{amort} (DA)	Bilan (DA)
250	1952686.18	138573.32	2091259.51
300	1849128.59	175303.60	2024432.19
350	1813763.28	200346.97	2014110.25
400	1799598.86	219713.85	2019312.71

Conclusion:

Le diamètre économique de tronçon A-B est de 300 mm, avec une vitesse de 0.98 m/s.

❖ **Le tronçon F4-A:**

$$H_g = \nabla CP(A) - \nabla C_{ND}$$

Avec : $\nabla CP(A) = \nabla CP(CB) + \Delta H_{A-B} = 131.3 + 2.25 \rightarrow \nabla CP(A) = 133.55 \text{ m}$

$H_g = 106.02 \text{ m}$ de $L = 1047.72$ F4-A

Diamètre en (mm)	V (m/s)	λ	I(m/m)	L (m)	$\Delta H_t(m)$	HMT(m)
100	3.69	0.04814338	0.33488392	1047.72	403.49	509.51
150	1.64	0.04154322	0.03805411	1047.72	45.85	151.87
200	0.92	0.03765031	0.0081842	1047.72	9.86	115.88
250	0.59	0.03499558	0.0024927	1047.72	3.00	109.02

Tableau V.35: Calcul des frais d'amortissement du tronçon F4-A

Diamètre en (mm)	Prix de ml (DA)	L (m)	F _{amort} (DA)
100	1700	861.41	166989.99
150	2050	861.41	201370.29
200	2812	861.41	276221.10
250	4150	861.41	407652.04

Tableau V.36: Calcul des frais d'exploitation du F4-A

Diamètre en (mm)	P (K Watt)	E (KWh)	F _{explo} (DA)
100	176.7704	1290423.794	6026279.12
150	52.68982	384635.715	1796248.79
200	40.20363	293486.4892	1370581.90
250	37.82447	276118.6578	1289474.13

Tableau V.37: Bilan du tronçon F4-A

Diamètre (mm)	F _{exploit} (DA)	F _{amort} (DA)	Bilan (DA)
100	6026279.12	166989.99	6193269.11
150	1796248.79	201370.29	1997619.08
200	1370581.90	276221.10	1646803.00
250	1289474.13	407652.04	1697126.18

Conclusion:

Le diamètre économique du tronçon F4-A est de 200 mm, avec une vitesse de 0.92 m/s.

❖ **Le tronçon F2-A :**

$$H_g = \nabla CP(A) - \nabla C_{ND}$$

$H_g = 94.67 \text{ m}$

$L = 93.89 \text{ m}$

Tableau V.38: Calcul de la HMT du tronçon du tronçon F2-A

Diamètre en (mm)	V (m/s)	λ	I(m/m)	L (m)	$\Delta H_t(m)$	HMT(m)
150	2.26	0.04154322	0.07239783	93.89	7.82	102.49
200	1.27	0.03765031	0.01557042	93.89	1.68	96.35
250	0.83	0.03499558	0.00474236	93.89	0.51	95.18
300	0.57	0.03302951	0.00179878	93.89	0.19	94.86

Tableau V.39: Calcul des frais d'amortissement du tronçon du tronçon F2-A

Diamètre en (mm)	Prix de ml (DA)	L (m)	F _{amort} (DA)
150	2050	93.89	17592.1693
200	2812	93.89	24131.3074
250	4150	93.89	35613.4159
300	5250	93.89	45053.1165

Tableau V.40: Calcul des frais d'exploitation du tronçon du tronçon F2-A

Diamètre en (mm)	P (K Watt)	E (KWh)	F _{exploit} (DA)
150	49.04380	358019.752	1671952.24
200	46.10757	336585.2662	1571853.19
250	45.54809	332501.0786	1552780.04
300	45.39600	331390.8005	1547595.04

Tableau V.41: Bilan du tronçon F2-A

Diamètre (mm)	F _{exploit} (DA)	F _{amort} (DA)	Bilan (DA)
150	1671952.24	17592.1693	1689544.41
200	1571853.19	24131.3074	1595984.5
250	1552780.04	35613.4159	1588393.45
250	1547595.04	45053.1165	1592648.15

Conclusion:

Le diamètre économique du tronçon F2 – A est de 250 mm, avec une vitesse 0,83m/s.

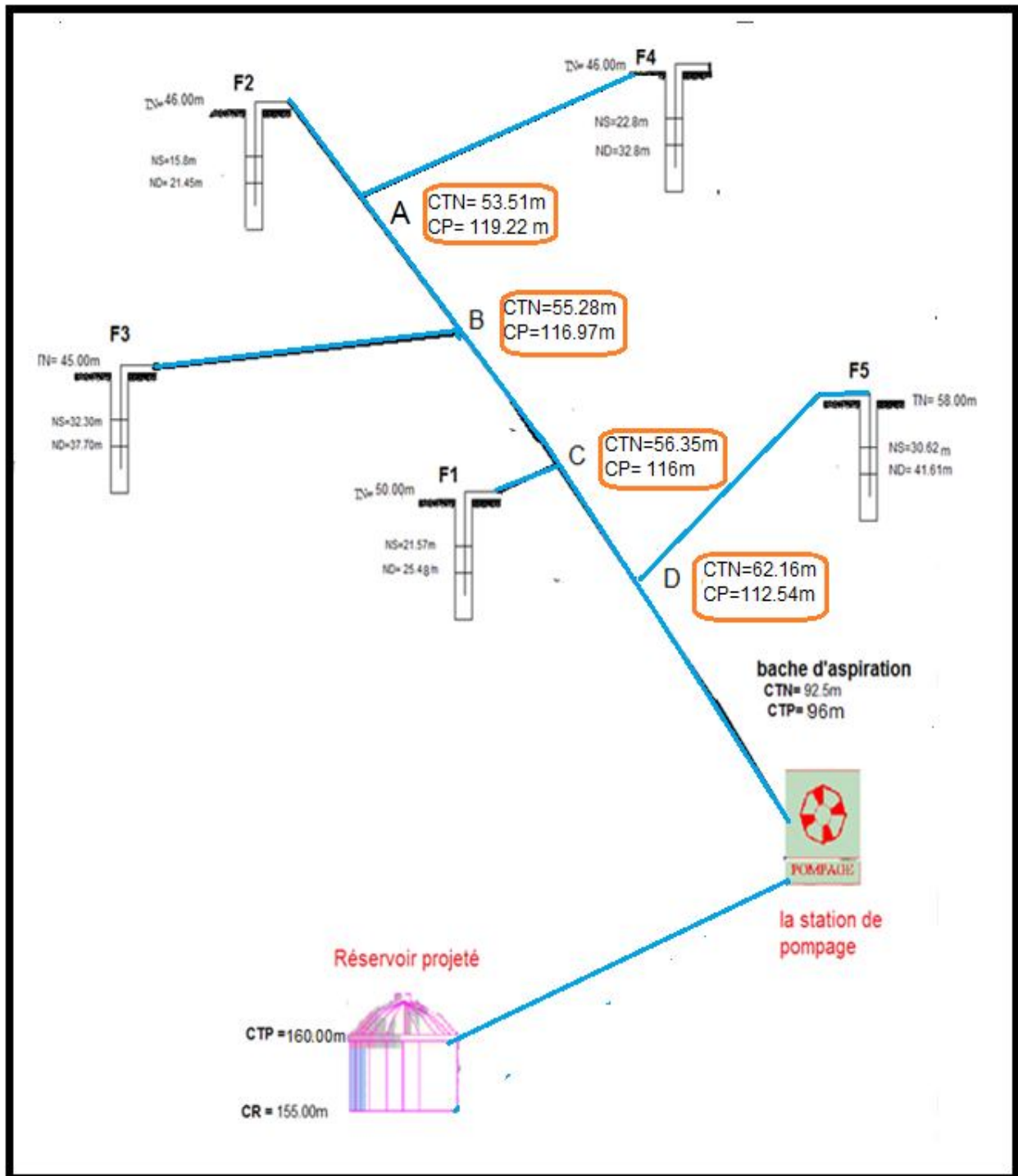


Figure V.2: tracé de l'adduction

Conclusion

Dans ce chapitre nous avons dimensionné la conduite d'adduction par refoulement du champ de captage en passant du station de pompage jusqu'au réservoir projeté en utilisant une étude technico-économique; cette étude prend en considération à la fois les frais d'amortissement et les frais d'exploitation ce qui a permis une meilleur estimation des diamètres. Pour les vitesses nous avons obtenus des valeurs qui se situent entre 0.83 m/s et 1.42 m/s pour éviter l'accumulation des dépôts.

CHAPITRE VI

POMPES ET STATION DE POMPAGE

Introduction

Le but de ce chapitre est d'étudier le choix des pompes de la station de pompage et des pompes immergées des forages adaptés à l'usage de notre projet et qui nous permettent d'assurer le débit demandé et la hauteur manométrique totale au niveau des cinq forages et de la station de pompage. Nous allons déterminer le nombre de pompes, de même que leurs caractéristiques hydrauliques.

VI.1. Définition

Une pompe est un système permettant de déplacer un liquide d'un point à un point plus élevé. Son fonctionnement se base sur un mouvement rotatif, un moteur qui alimente la pompe transforme l'énergie électrique en énergie mécanique. Cette énergie mécanique se traduit sous forme de débit et de pression qui vont faire véhiculer le liquide.

VI.2. Critère de l'emplacement de la station de pompage

- ❖ Eviter les points instables du point de vue géologique et les zones inondables.
- ❖ Le site de la prise d'eau doit être approuvé par les services de la santé et de l'environnement.
- ❖ Rapprocher la station de pompage de la prise d'eau et des autres ouvrages de l'adduction.
- ❖ Eviter les stations balnéaires, les terrains privés et agricoles.
- ❖ Accepter une distance minimale de 30 km entre la station de pompage et un aéroport.
- ❖ Eviter les terrains accidentés.
- ❖ Prévoir l'accès pour tous les ouvrages
- ❖ Prévoir une cote du planché de rez-de-chaussée de telle manière à dépasser celle de la plateforme de 0,15 à 0,5m.
- ❖ Prévoir un système de drainage des eaux pluviales

VI.3. Critères de choix du nombre de pompes

Les critères de choix du nombre de pompes sont :

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

VI.4.Critères de choix du type de pompe

Les critères de choix du type de pompe sont :

- ❖ Assurer le débit appelé Q_{app} et la hauteur HMT.
- ❖ Meilleur rendement.
- ❖ Anti-citationnelle.
- ❖ Encombrement et poids les plus faibles.
- ❖ Vitesse de rotation la plus élevée.
- ❖ Puissance absorbée minimale.
- ❖ Etre fabriquée en série.

Remarque:

Pour le choix du type de pompe dans notre projet, nous avons utilisé le logiciel CAPRARI qui nous permet de déterminer avec précision les caractéristiques des pompes en fonction du débit et de la Hmt voulue.

VI.5.Types et caractéristiques des pompes

VI.5.1. choix des pompes des forages

Nous avons opté pour le choix des pompe immergées de marque CAPRRARI, et les résultats de calcul du Hmt des forages dans le chapitre précédent sont récapitulés dans le tableau ci-après:

Tableau VI.1. Résultats de calcul du Hmt des forages

Tronçon	Q (m3/s)	Q (m3/h)	D _N (mm)	Hmt (m)
F2-A	0.04	144	250	95.18
F4-A	0.029	104.4	200	115.88
F3-B	0.025	90	150	137.69
F1-C	0.032	115.2	200	92.57
F5-D	0.025	90	150	105.81

Le type et les caractéristiques des pompes en fonction de débit et du HMT sont présentés dans le tableau VI.2

Tableau VI.2: Caractéristiques des pompes immergées des forages[7]

N	Q Appelé (m ³ /h)	Hmt Appelée (m)	Type de pompe	η (%)	Vitesse (tr/min)	Nombre d'étage	Pabs (kw)	(NPSH) _r (m)
F1	115.2	92.57	E9S55/5A +MC860	79.2	2900	5	40	5.19
F2	144	95.18	E10S50/4CD +MC870	78.3	2900	4	49.3	5.53
F3	90	137.69	E10R40/6K +MC870	75.4	2900	6	49	3.68
F4	104.4	115.88	E9S55/6A +MC870	78.9	2900	6	51	4.85
F5	90	105.81	E9S50/6A +MC850	78.7	2900	6	36.1	4.04

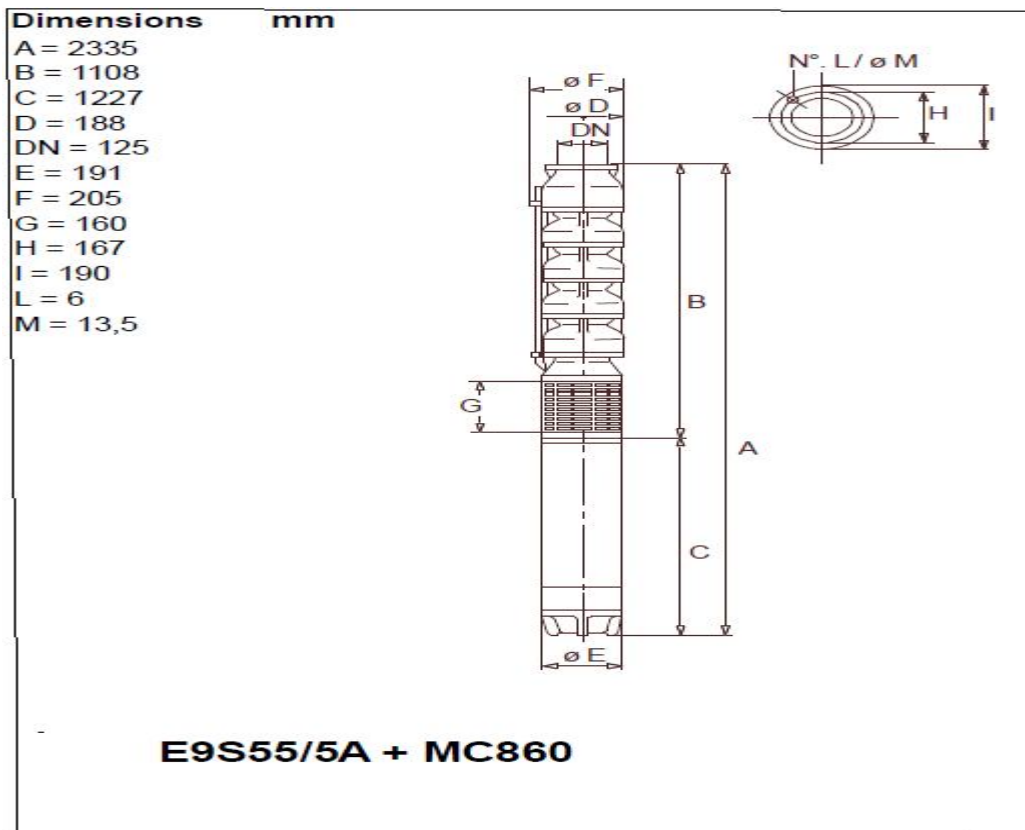


Figure VI.1: vue générale de la pompe immergée du forage (F1) [7]

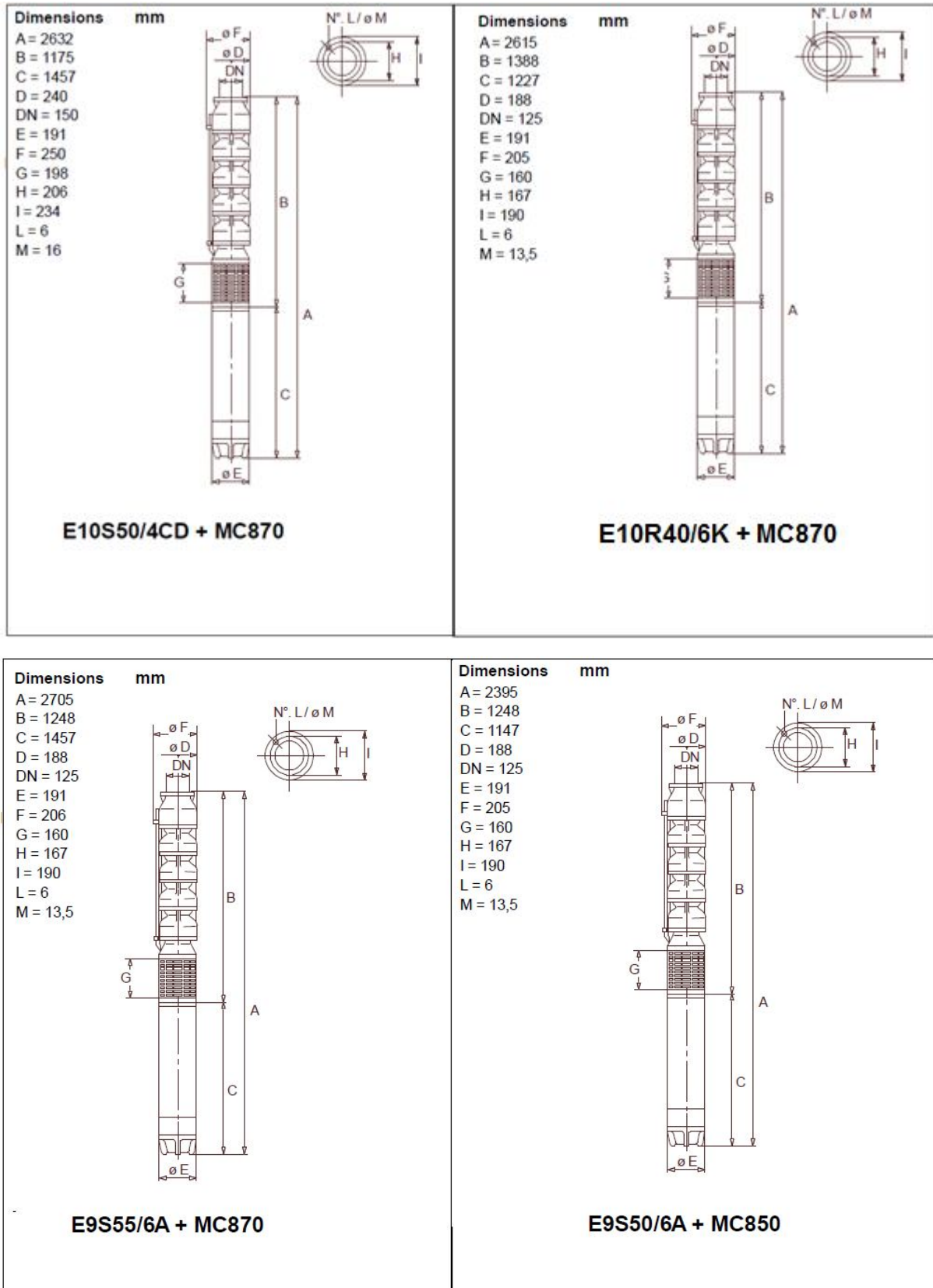


Figure VI.2: vue générale de la pompe immergée des forages F2, F3, F4 et F5[7]

VI.5.2. Choix des pompes de la station de pompage(SP)

Nous avons opté pour les pompes centrifuges multicellulaire à axe horizontal de marque CAPRARI.)

-Le débit appelé de la station c'est le débit des cinq forages $Q_{app}=543.6 \text{ m}^3/\text{h}$

- la hauteur manométrique totale $H_{mt \text{ app}} = 69.7\text{m}$

Tableau VI.3: Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre de STPP [7]

N	Q Appelé (m^3/h)	Hmt Appelée (m)	Type de pompe	Hmt (m)	η (%)	Vitesse (tr/min)	Nombre d'étage	Pabs (kw)	(NPSH) _r (m)	\varnothing roue (mm)
1	543.6	69.7	-	-	-	-	-	-	-	-
2	271.8	69.7	PM150/3 C	73.6	79.2	1450	3	144	2.79	150
3	181.2	69.7	PM125/4 B	74.8	71.2	1450	4	144	2.85	125
4	135.9	69.7	PM125/4 C	74.9	75.9	1450	4	151	2.86	125

A partir du tableau VI.3 nous avons remarqué que la variante de deux pompes présente un meilleur rendement, une puissance absorbé minimale, (NPSH)_r minimal, en plus c'est la variante la moindre encombrante.

Conclusion

Nous allons installer deux pompes centrifuges multicellulaires en plus d'une pompe de secoure, ces trois pompes sont identiques de type **PM 150/3 C**.

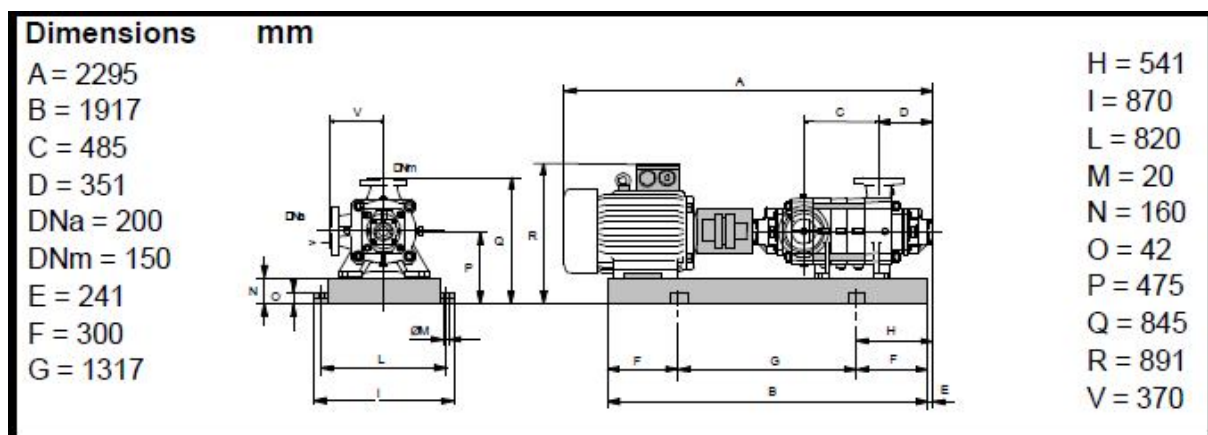


Figure VI.3: vue générale de la pompe PM 150/3 C[7]

VI.6 .Courbes caractéristiques des pompes immergées[7]

Les courbes caractéristiques de la pompe [H-Q], [Pabs - Q], [η -Q], [(NPSH)r - Q].
Sont obtenues à partir le logiciel de CAPRARI

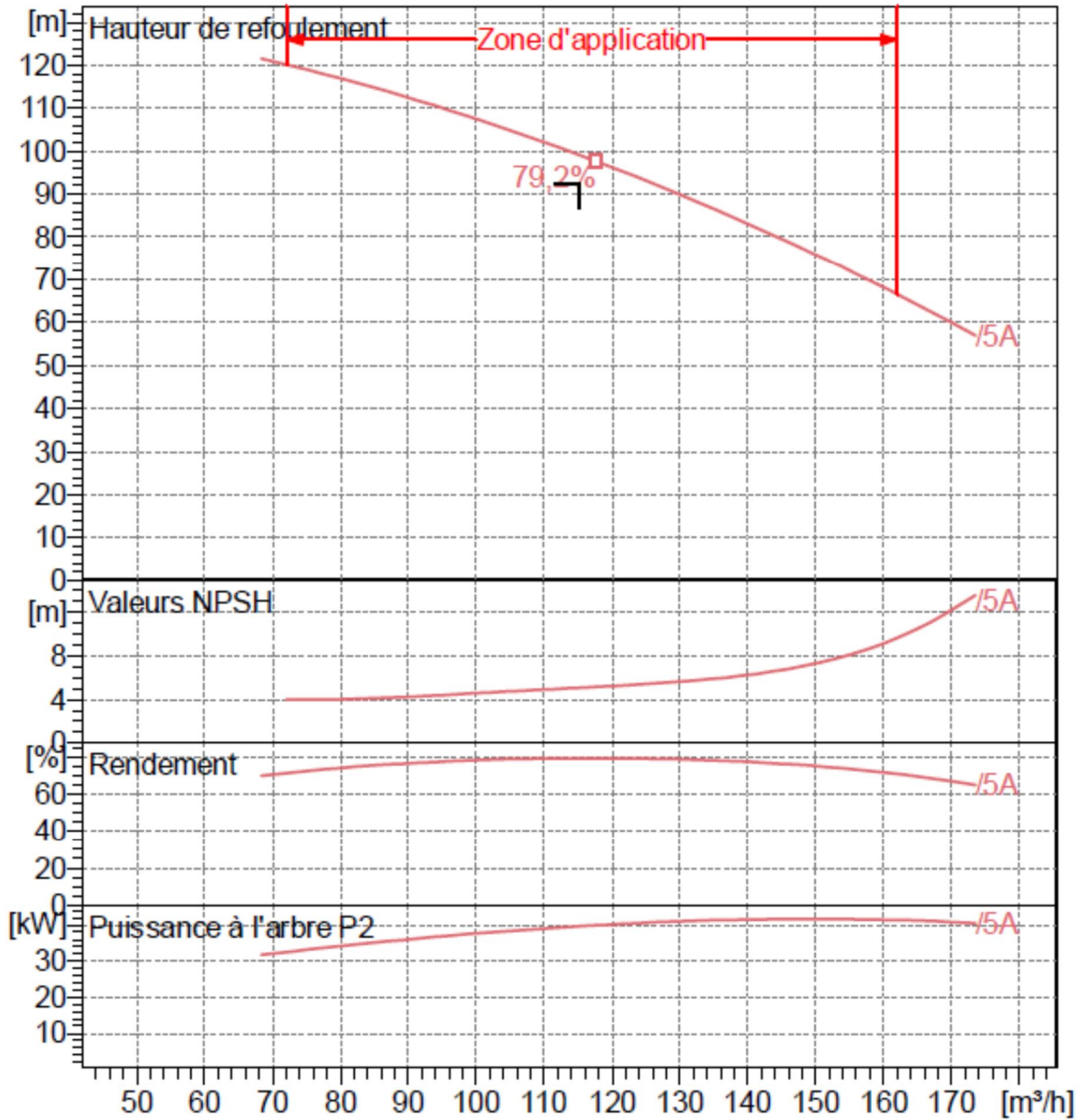


Figure VI.4 : Les courbes caractéristiques de la pompe immergée du forage F1

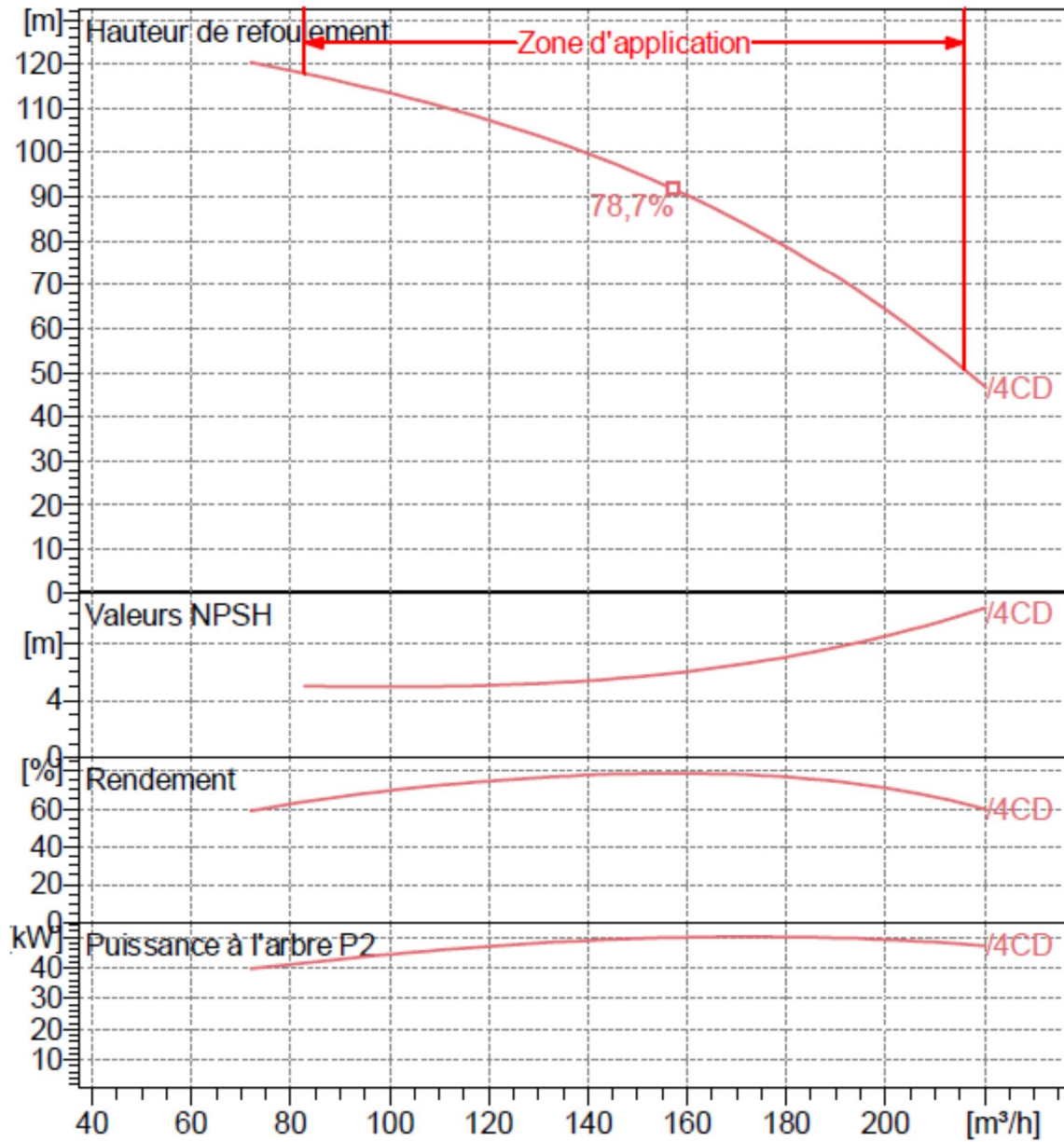


Figure VI.5 : Les courbes caractéristiques de la pompe immergée du forage F2

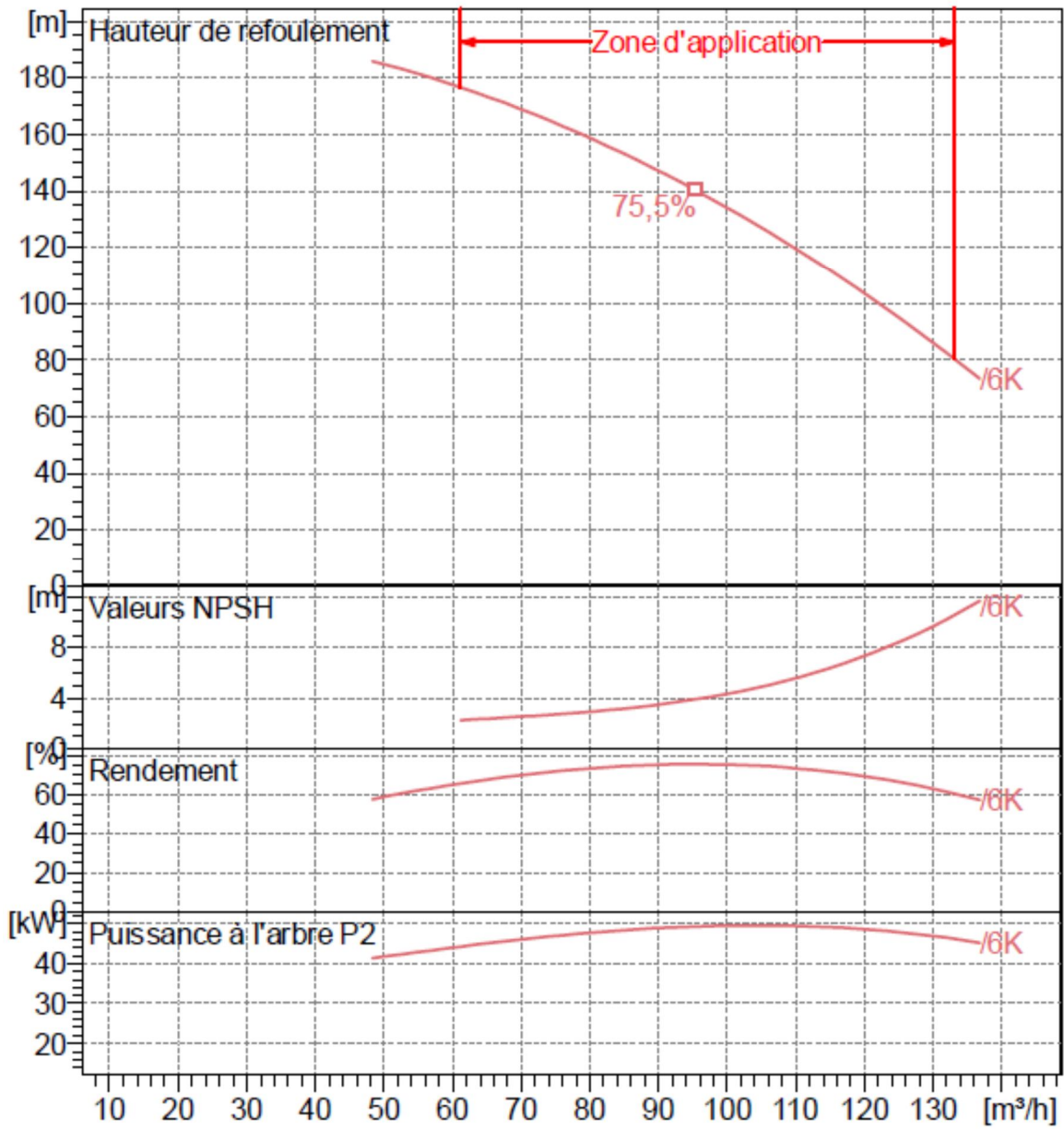


Figure VI.6 : Les courbes caractéristiques de la pompe immergée du forage F3

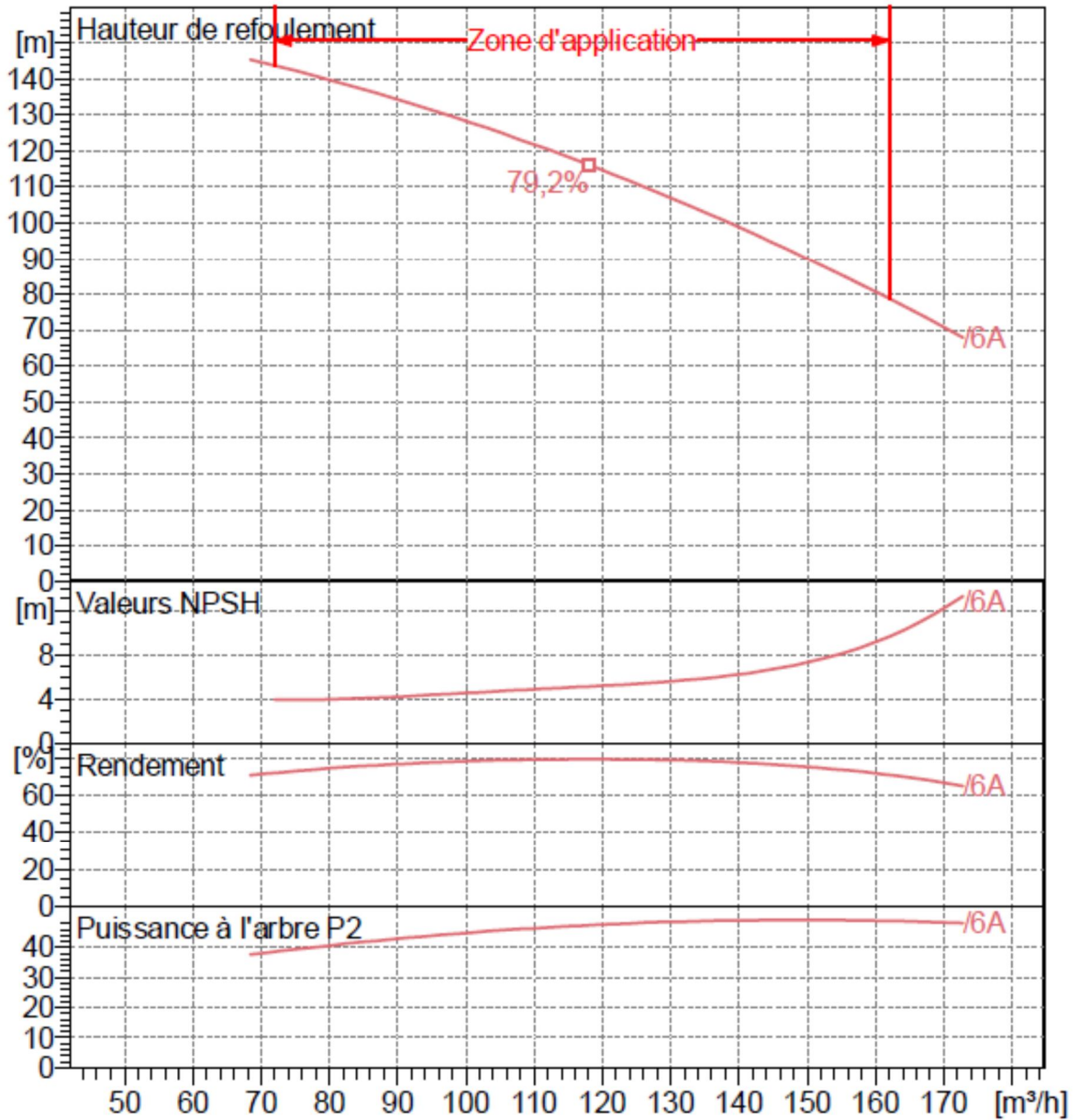


Figure VI.7 : Les courbes caractéristiques de la pompe immergée du forage F4

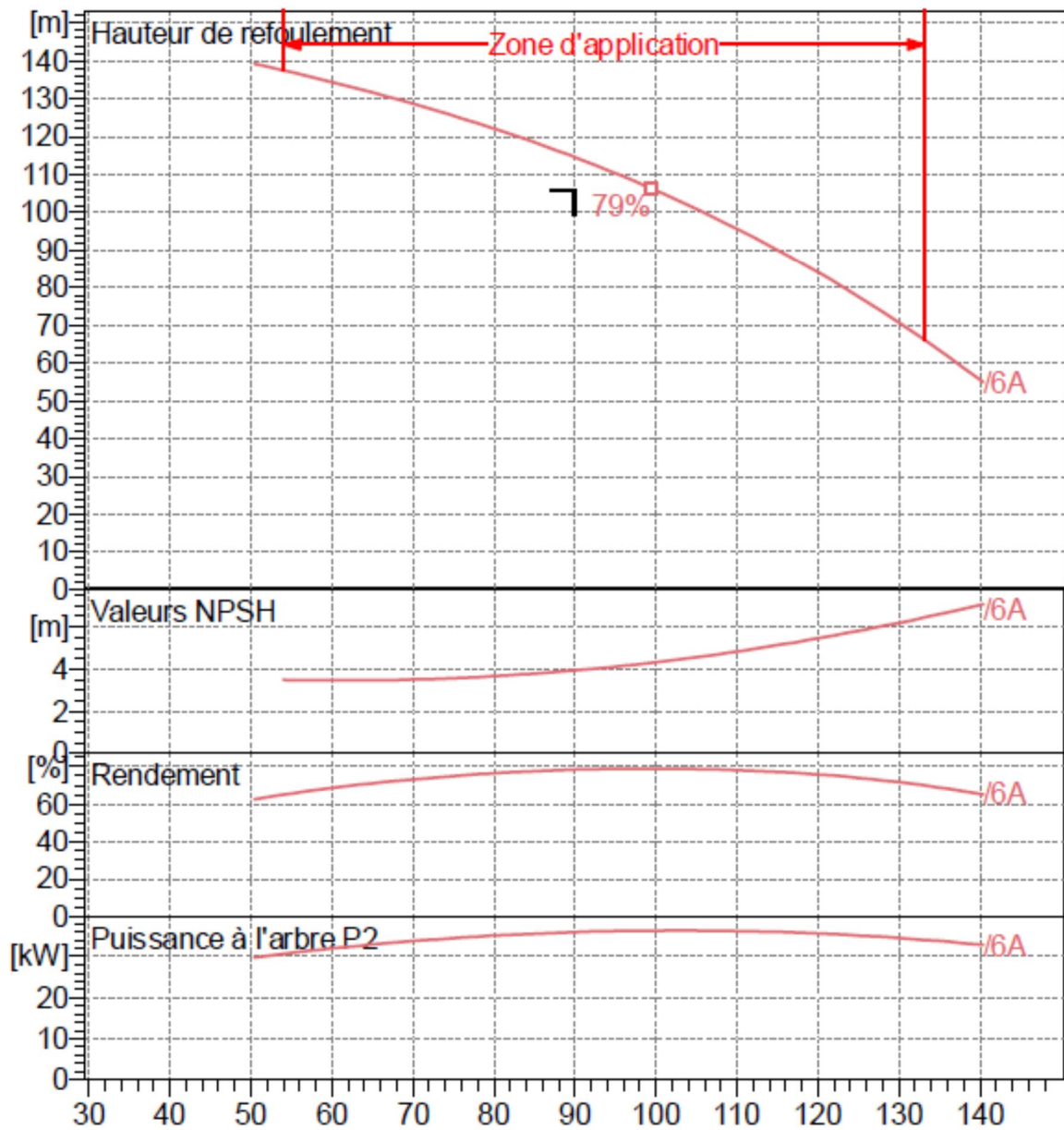


Figure VI.8 : Les courbes caractéristiques de la pompe immergée du forage F5

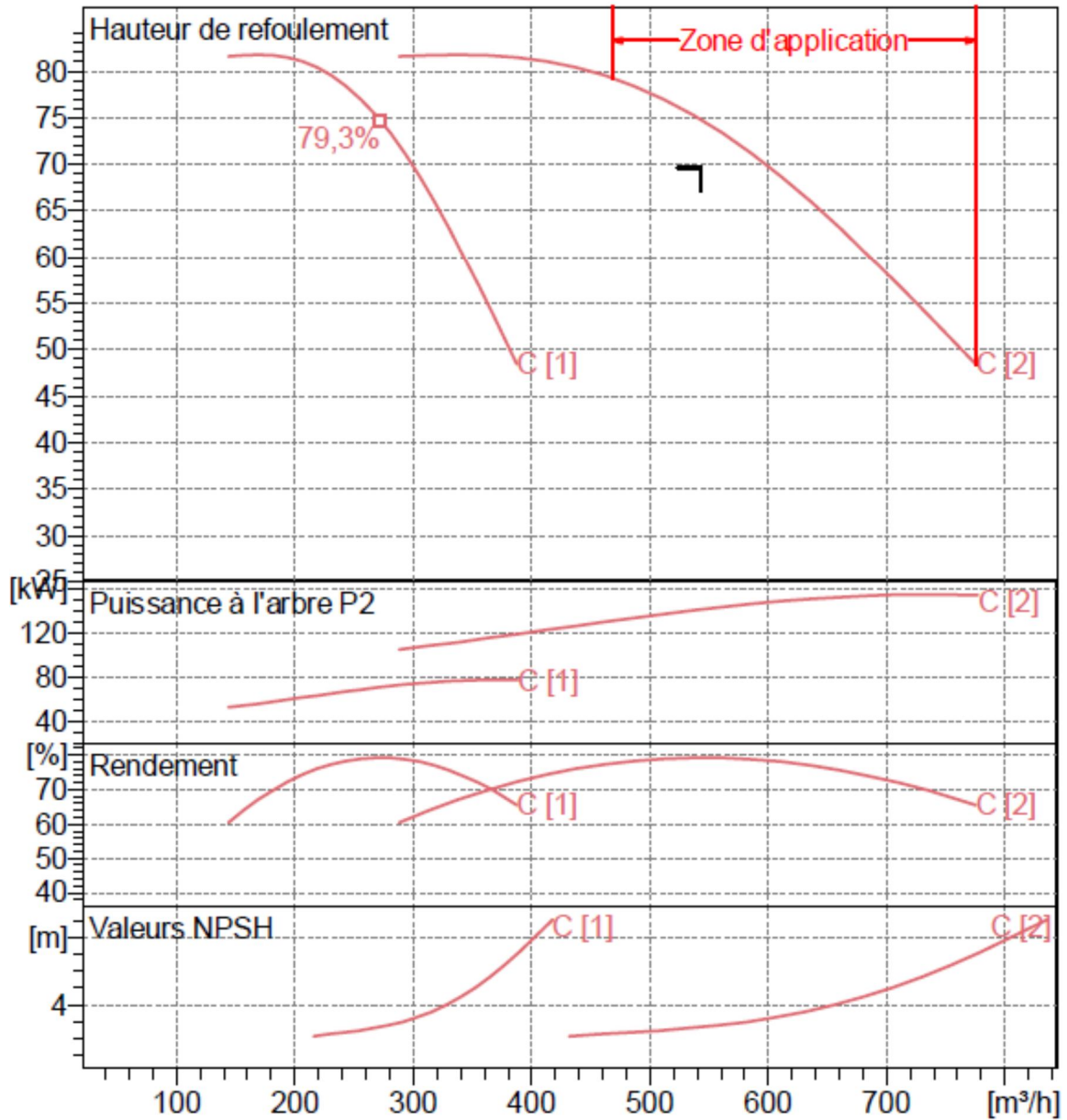


Figure VI.9 : Les courbes caractéristiques des pompes identiques multicellulaires à axe horizontale de la SP

VI.7.Choix du moteur électrique [7]

VI.7.1.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.

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

VI.7.2. La pompe immergée du forage F1

Caractéristiques du moteur

- Fréquence : 50Hz
- Tension nominale : 400V
- vitesse nominale : 2900tr/mim
- Nombre de pôles : 2
- Puissance nominal : 45Kw
- Courent nominal : 88.5A
- Type de moteur : 3~

VI.7.3. La pompe immergée du forage F2

Caractéristiques du moteur

- Fréquence : 50Hz
- Tension nominale : 400V
- vitesse nominale : 2900tr/mim
- Nombre de pôles : 2
- Puissance nominal : 51Kw
- Courent nominal :99.5A
- Type de moteur : 3~

VI.7.4. La pompe immergée du forage F3

Caractéristiques du moteur

- Fréquence : 50Hz
- Tension nominale : 400V
- vitesse nominale : 2900tr/mim
- Nombre de pôles : 2
- Puissance nominal : 51Kw
- Courent nominal :-99.5A
- Type de moteur : 3~

VI.7.5. La pompe immergée du forage F4

Caractéristiques du moteur

- Fréquence : 50Hz
 - Tension nominale : 400V
 - vitesse nominale : 2900tr/mim
 - Nombre de pôles : 2
 - Puissance nominal : 51Kw
 - Courent nominal 99.5A
- Type de moteur : 3~

VI.7.6. La pompe immergée du forage F5

Caractéristiques du moteur

- Fréquence : 50Hz
 - Tension nominale : 400V
 - vitesse nominale : 2900tr/mim
 - Nombre de pôles : 2
 - Puissance nominal : 37Kw
 - Courent nominal :74A
- Type de moteur : 3~

VI.7.7. La pompe centrifuge de la station de pompage

Caractéristiques du moteur

- Fréquence : 50Hz
 - Tension nominale : 400V
 - vitesse nominale : 1450tr/mim
 - Nombre de pôles : 4
 - Puissance nominal : 90Kw
 - Courent nominal :-A
- Type de moteur : 3~

VI .8 .Point de fonctionnement d'une pompe

L'intersection entre la courbe caractéristique de la pompe [H-Q]et la courbe caractéristique de la conduite [H-Q], la détermination de point de fonctionnement nous donne toutes les informations nécessaires pour la bonne installation et calage, et meilleur rendement, ainsi une longue durée de vie.

VI.9: Courbe caractéristique de la conduite

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

$$H_c = H_g + \Delta h_t \dots\dots\dots (VI.1)$$

Avec:

H_g : hauteur géométrique (m) ;

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

$$\Delta h_t = 1,15 * \Delta h_p^{lin} \dots\dots\dots(VI.2)$$

Avec:

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

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

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).

VI.9. Refoulement SP - Réservoir

Tableau VI .4 : Courbe caractéristique de la conduite de refoulement

N°	Q (m ³ /h)	3Q (m ³ /h)	H _g (m)	L _{ref} (m)	D _{ec} (mm)	λ	Δh_p^{lin} (m)	Δh_t (m)	H _c (m)
1	0	0	64	1660	450	0.0292	0.00	0.00	64.00
2	30	60	64	1660	450	0.0292	0.06	0.07	64.07
3	60	120	64	1660	450	0.0292	0.24	0.28	64.28
4	90	180	64	1660	450	0.0292	0.54	0.62	64.62
5	120	240	64	1660	450	0.0292	0.97	1.11	65.11
6	150	300	64	1660	450	0.0292	1.51	1.74	65.74
7	180	360	64	1660	450	0.0292	2.17	2.50	66.50
8	210	420	64	1660	450	0.0292	2.96	3.40	67.40
9	240	480	64	1660	450	0.0292	3.86	4.44	68.44
10	270	540	64	1660	450	0.0292	4.89	5.62	69.62
11	300	600	64	1660	450	0.0292	6.04	6.94	70.94
12	330	660	64	1660	450	0.0292	7.30	8.40	72.40
13	360	720	64	1660	450	0.0292	8.69	9.99	73.99

La courbe caractéristique de la conduite de refoulement (Hc-2Q) et la courbe caractéristique des deux pompes identiques installées en parallèle sont donnés sur la figure suivante:

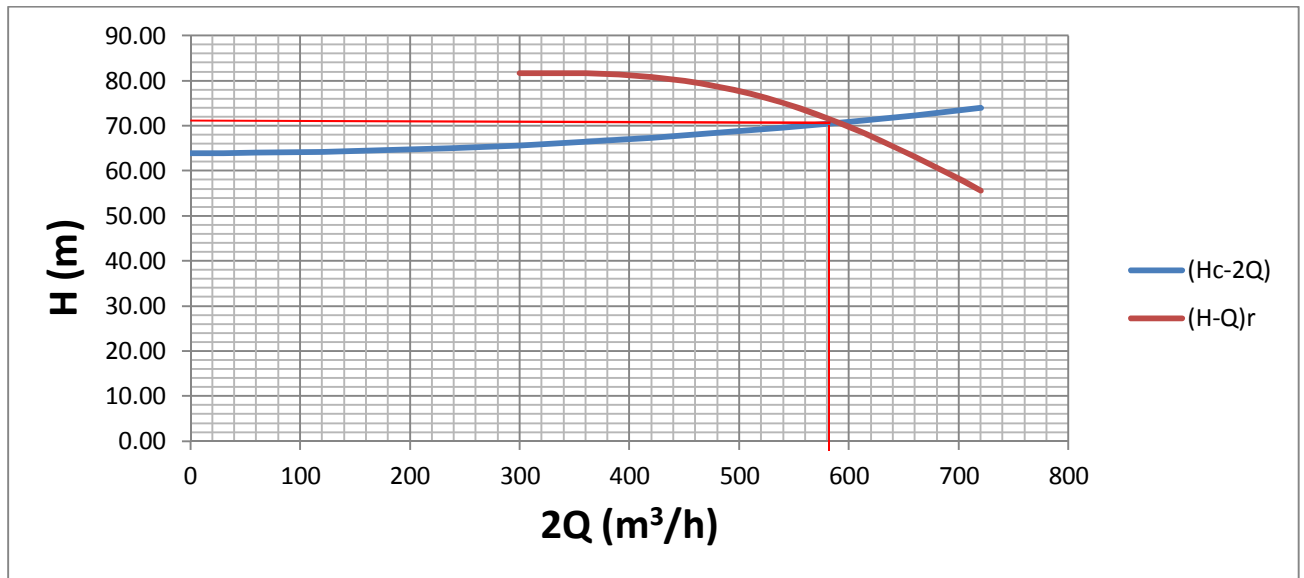


Figure VI.10: Point de fonctionnement des 02 pompes identiques en parallèle de la SP

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

$$\begin{cases} Q_{Pf} = 580 m^3 / h > Q_{app} = 544 m^3 / h \\ H_{Pf} = 71 m > H_{app} = 69.7 m \end{cases}$$

Le débit correspondant au point de fonctionnement est supérieur au débit appelé et la hauteur manométrique correspondant au point de fonctionnement est supérieure à la hauteur manométrique appelée.

VI.10. Modes de réglage [3]

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

VI.10.1. Débit disponible $Q_{dis} >$ Débit appelé Q_{app}

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

a- Réglage qualitatif : c'est la réduction de la vitesse de rotation de la pompe si elle est variable c'est à dire qu'on a un moteur à vitesse variable.

b- Réglage quantitatif : appelé aussi vannage, c'est la fermeture partielle du robinet vanne de refoulement.

Le rendement de l'installation après vannage est :

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

Avec:

- $\eta_{inst_{ap,van}}$: rendement de l'installation après le vannage (%).
- $\eta_{inst_{av,van}}$: rendement de l'installation avant le vannage (%).
- H_{app} : hauteur manométrique appelée (m).
- h_v : différence entre la hauteur H' et la hauteur appelée (m).

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

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

c- Augmentation des pertes de charge dans les conduites de refoulement : en augmentant les singularités (des diffuseurs ou bien des rétrécissements brusques, les coudes..).

d- 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 :

$$t' = \frac{Q_{app}}{Q_{pf}} * t \dots\dots\dots(VI.6)$$

- 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).

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

f- Rognage : C'est la diminution du diamètre de la roue, en gardant la même vitesse de rotation, et la même distance entre les deux flasques.

• **Détermination du rendement de rognage**

Q_{app} : débit appelé par la pompe

Q_{pf} : débit du point de fonctionnement

Pour calculer le nouveau diamètre on utilise les lois de similitude :

$$\frac{Q_{pf}}{Q_{app}} = \lambda^2 \dots\dots\dots(VI.7)$$

$$\frac{Hmt_{pf}}{Hmt_{app}} = \lambda^2 \dots\dots\dots(VI.8)$$

Car le c'est la même vitesse de rotaion

De la relation (VI.7) et la relation (VI.8) nous opterons:

$$Hmt = \frac{Hmt_{app}}{Q_{app}} \cdot Q \dots\dots\dots(VI.9)$$

C'est une équation d'une droite de la forme passe par origine.

coefficient de rognage m :

$$m = \sqrt{\frac{Q_{app}}{Q_E}} \dots\dots\dots(VI.10)$$

Q_E : débit donnée par l'intersection de la droite de rognage avec la courbe (H-Q)_p de la pompe.

Le diamètre de la roue rognée sera «d» est devra notamment correspondre au débit appelée.

$$d=m \cdot D_2 \dots\dots\dots(VI.11)$$

Avec :

D_2 : diamètre extérieure de la roue initiale.

La nouvelle courbe caractéristique de la pompe (H-Q)_p pourra être facilement tracé par points, puisque $Q' = m^2 Q$.

le pourcentage de rognage :

$$R = (1-m) \cdot 100 \dots\dots\dots(VI.12)$$

Il faut que $R\% <$ sinon il faut opter pour une autre solution.

VI.10.2. Débit disponible $Q_{dis} <$ Débit appelé Q_{app}

a-Qualitatif : augmentation de la vitesse de rotation de la pompe.

b-Changement de type de pompe

Remarque

Notre station de pompage refoule directement dans le réservoir projeté, ses pompes sont des pompes multicellulaires. Nous allons étudier les différents modes de réglage possibles pour choisir le mode occasionnant la chute de rendement la plus faible et la puissance absorbée la plus faible. Dans notre cas, les modes de réglage à étudier sont le vannage et la diminution du temps de pompage.

VI.10.3 : tronçon SP - Réservoir de stockage

a) Vannage

$$\eta_{inst_{av,van}} = 79,2\%$$

- La hauteur correspondant à la projection du débit appelé sur la courbe caractéristique de la pompe (H-Q)_R **H'= 74.9m**
- $h_v = 74.9 - 69.7 \Rightarrow h_v = 5.2 \text{ m.}$
- $\eta_{inst_{ap,van}} = 79.2 * \frac{69.7}{74.9} \Rightarrow \eta_{inst_{ap,van}} = 73.7 \%$
- la nouvelle puissance absorbée:

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

n : nombre de pompes en parallèle ;

$$Q = \frac{544}{2} \Rightarrow Q = 272 \text{ m}^3 / \text{h} . \text{ Ainsi : } P_{abs} = \frac{9,81 * 272 * 74.9}{0,737 * 3600} \Rightarrow P_{abs} = 75.33 \text{ Kw.}$$

b) Diminution du temps de pompage

- Le nouveau temps de pompage sera : $t' = \frac{544}{580} * 20 \Rightarrow t' = 18,77 \text{ h} = 18 \text{ h } 46 \text{ min}$
- Le rendement correspondant au débit $Q_{Pf} = 544 \text{ m}^3/\text{h}$ est : **79,2 %.**

On détermine la nouvelle puissance absorbée, sachant que :

$$Q = \frac{580}{2} \Rightarrow Q = 290 \text{ m}^3 / \text{h} . \text{ Ainsi : } P_{abs} = \frac{9,81 * 290 * 71}{0,792 * 3600} \Rightarrow P_{abs} = 70.84 \text{ Kw}$$

Conclusion

Nous avons choisi le mode de réglage par diminution de temps de pompage (18h 46 min) car ce mode nous donne une puissance absorbée minimale ($P_{abs} = 70.84 \text{ Kw}$) et un rendement maximal ($\eta = 79.2\%$).

VI.11 . Etude de la cavitation [3]

La cavitation est la perturbation du courant liquide juste à l'entrée de la pompe en fonctionnement, cela se produit pour à une température constante, la pression absolue est inférieure ou égale à la tension de vapeur d'eau.

la condition suivante doit être vérifiée : $(NPSH)_r < (NPSH)_d$
 $(NPSH)_r$: Charge nette d'aspiration requise, elle est fournie par le constructeur ;
 $(NPSH)_d$: Charge nette d'aspiration disponible, elle est fournie par l'installateur.

$$(NPSH)_d = (NPSH)_r + r \dots\dots\dots(\text{VI.13})$$

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

On prend : $r = 0,4$ m.

Pour une pompe donnée fonctionnant à une vitesse déterminée, il existe une hauteur limite d'aspiration en deçà de laquelle il convient toujours de se tenir.

Dans notre cas, on a à faire à des installations en charge au niveau de chaque station de pompage, alors la hauteur d'aspiration admissible est régie par la relation suivante :

$$h_{adm}^{asp} = (NPSH)r + r - P_{at} + T_v + \sum h_p^{asp} + \frac{V_{asp}^2}{2g} \dots\dots\dots(\text{VI.14})$$

Avec:

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

- P_{at} : pression atmosphérique (m.c.e) ; $P_{at} = 10,33-0,00139 \cdot H$

Avec : H : altitude de la station.

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

Tableau VI.5: Variation de la tension de vapeur d'eau en fonction de la température

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

La tension de vapeur d'eau sera choisie pour une température de 20°C

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

$$\Delta h_{asp} = (1,10 - 1,15) * \Delta h_{asp}^{lin} \dots\dots\dots(\text{VI.15})$$

- Δh_{asp}^{lin} elle sera estimée par : $\sum h_{asp}^{lin} = \frac{10 * L_{asp}}{1000}$

- V_{asp} : vitesse d'écoulement dans la conduite d'aspiration (m/s), $V_{asp} = \frac{4 \cdot Q_a}{\pi \cdot D_a^2}$

- Q_a : débit appelé par une seul pompe

- D_a : diamètre de la conduite d'aspiration,

$$D_a = (1,2 - 1,5) * DN1 \dots\dots\dots(VI.16)$$

Avec : DN1 : diamètre de la tubulure d'aspiration (mm).

VI .12. 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 charge

$$\nabla_{axe} = \nabla_{min} - h_{asp}^{adm} + r \dots\dots\dots(VI.17)$$

∇_{axe} : niveau de l'axe de la pompe (m) ;

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

*** Pour notre station de pompage**

- La charge nette d'aspiration requise : $(NPSH)_r = 2,79$ m
- La pression atmosphérique : $P_{at} = 10,33 - 0,00139 * 92,3 = 10,20$ m
- La tension de vapeur d'eau à une température $T^\circ = 20$ °C : $T_v = 0,24$ mce
- Le diamètre de la conduite d'aspiration : $D_a = (1,2 - 1,5) * DN1$

Donc : $D_a = 1,2 * 150 \Rightarrow D_a = 180mm$

❖ La vitesse d'aspiration : $V_a = \frac{4 * 271.8}{3,14 * 0,18^2 * 3600} \Rightarrow V_a = 2.968/s$ (la vitesse n'est pas vérifiée) \longrightarrow On prend **Da = 300 mm** donc **Va = 1,07 m/s**

- La perte de charge linéaire à l'aspiration sachant que

$$\sum h_{asp}^{lin} = \frac{10 * L_{asp}}{1000} = \frac{10 * 15}{1000} = 0,15m$$

- La perte de charge totale à l'aspiration : $\Delta h_{asp} = 1,15 * 0,15 \Rightarrow \Delta h_{asp} = 0,173m$

❖ La hauteur d'aspiration admissible :

$$h_{adm}^{asp} = 2.79 + 0,3 + 0.24 + \frac{1.07^2}{2 * 9.81} - 10.20 + 0,173 \Rightarrow h_{asp}^{adm} = -6.248$$
 m

➤ changement de type d'installation.

Installation en aspiration :

La côte de l'axe de la pompe :

$$h_{adm}^{asp} = Pat - (NPSH)r - r - Tv - \sum h_p^{asp} - \frac{V_{asp}^2}{2g}$$

$$h_{adm}^{asp} = 10,20 - 2,79 - 0,3 - 0,24 - 0,173 - \frac{2,968^2}{2 * 9,81} = 6,24m$$

La côte de l'axe de la pompe :

$$\nabla_{axe} = 92,5 + 6,248 - 0,1 \Rightarrow \nabla_{axe} = 98,44m$$

VI.13. Équipements en amont et en aval de la pompe :

VI.13.1. Équipements en amont de la pompe

1- 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.

2- Joints :

Il faut utiliser des joints soudés pour les liaisons des tronçons des conduites d'aspiration et avec le collecteur d'usine.

Les joints à bride peuvent être utilisés pour les clapets, les vannes...etc.

3- Joint de démontage :

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

4- Convergent :

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

5-Vanne papillon :

Elle sert à isoler la pompe et empêcher l'écoulement dans ce tronçon lors des travaux d'entretien.

6- Les ventouses :

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

7- système d'amorçage: dans le cas l'installation en aspiration pour amorcer la pompe.

VI.13.2.Équipements en aval de la pompe

1-Divergent :

Il est nécessaire de ralentir à la sortie de la pompe pour la maintenir dans une plage admissible.

2-clapet de non-retour :

, il est placé un clapet à la sortie de la pompe, son rôle est d'empêcher l'inversion du débit d'eau lors de l'arrêt de la pompe pour protéger les organes de la pompe.

3-Joint de démontage :

4- Vanne de régulation :

Pour isoler la pompe lors des entretiens et demontage, le démarrer de la pompe en barbotage, ralentir le phénomène de coups de bélier et bien sûr de régler le débit.

5-Conduit de refoulement :

Elle sert à véhiculer l'eau entre la pompe et le collecteur de refoulement.

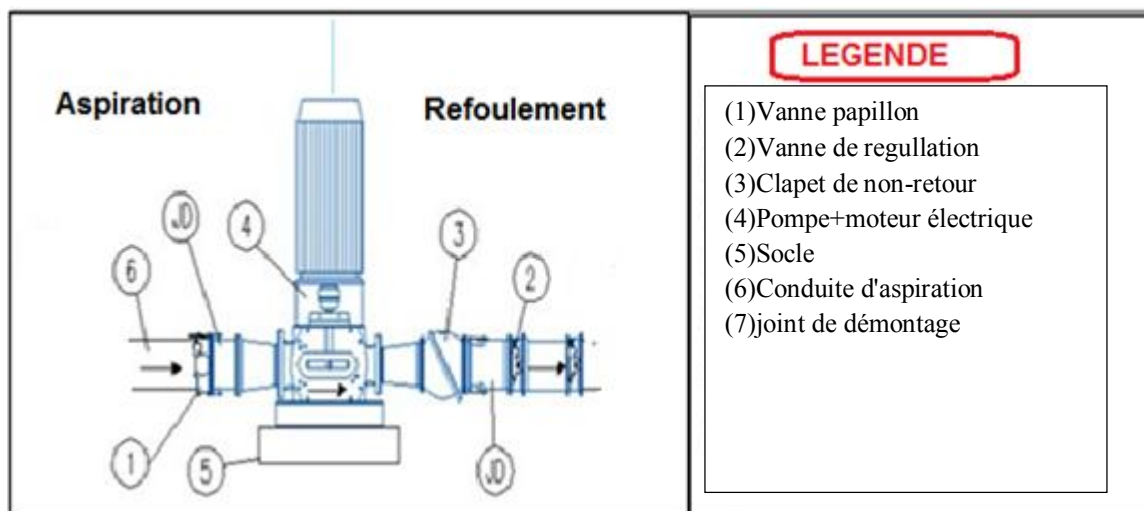


Figure VI.11: Equipement en amont et en aval d'une pompe

VI.14.Type de bâtiment de la station

Le bâtiment de la station de pompage est construit pour abriter l'ensemble des installations suivantes :

- Equipement hydrauliques, hydromécaniques, principaux et auxiliaires.
- Appareillage électrique.
- Locaux de personnel, etc...

Le Type de bâtiment choisi devra en premier lieu satisfaire aux facteurs suivants:

- le type d'assemblage.
- Le but de la station de pompage (AEP, Assainissement ou irrigation).
- Les matériaux de construction et leur disponibilité.
- Conditions naturelles de la région (climat, relief, géologie, ...).
- Le type des équipements principaux et leur encombrement.

D'après ces conditions, on distingue les types des bâtiments suivants:

- ❖ Bâtiment Type bloc.
- ❖ Bâtiment Type bâche sèche.
- ❖ Bâtiment Type bâche mouillée- pompe semblable.
- ❖ Bâtiment Type de surface.

VI.15. Les équipements d'une station de pompage

- ❖ Appareillage de contrôle du débit et de mesure de la pression.
- ❖ Scellement du groupe électropompe.
- ❖ Système de drainage (soit caniveau ou puisard)
- ❖ Système d'éclairage.
- ❖ Système de levage: Pont roulant.
- ❖ Système de protection contre l'incendie : Sacs de sable, Bouche d'incendie, pompe d'incendie, Extincteur....etc.
- ❖ By-pass : anti bélier, réglage de débit, l'amorçage de la pompe.
- ❖ Système de ventilation
- ❖ Protection anti bélier.

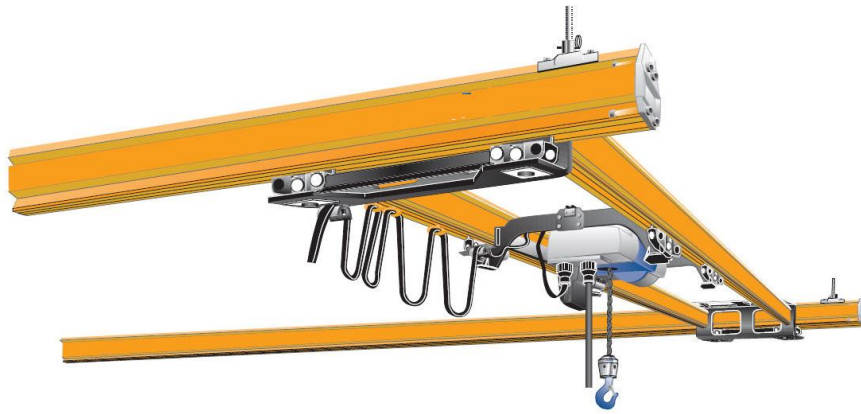


Figure VI.12: Schéma d'un pont roulant

VI.16. Dimensions du bâtiment :

VI.16.1. Longueur du bâtiment :

$$L_b = n_p \times L + L_{int} + L_{pf} + L_R + L_p \dots\dots\dots (IV.18)$$

n_p : nombres de pompes, $n_p = 3$.

L : largeur de la pompe + moteur, $L = 0.87\text{m}$

L_{int} : distance entre deux pompes, $L_{int} = 1\text{m}$

L_{pf} : longueur de la plateforme (1.5* distance entre deux des pompes) , $L_{pf} = 3\text{ m}$.

L_R : longueur de l'armoire électrique, $L_R = 3\text{ m}$

L_p : longueur du bureau du personnel, $L_p = 4\text{m}$

Donc : $L_b = 3 \times 0.87 + 1 + 4 + 3 + 3 = 13.6 \text{ m}$.

$L_b = 14 \text{ m}$.

VI.1.2. Largeur du bâtiment:

$$L_b = l_1 + l_2 + l_3 + l_4 + 2s \quad \dots\dots\dots \text{(VI.19)}$$

S : épaisseur du mur, $s = 0.4 \text{ m}$.

l_1 : distance entre mur et premier organe de la pompe, $l_1 = 0,3 \text{ m}$.

l_2 : distance entre les tubulures, $l_2 = 0.2 \text{ m}$.

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

l_p : longueur de la pompe, $l_p = 1,92 \text{ m}$.

l_{asp} : longueur d'aspiration, $l_{asp} = 2.5 \text{ m}$.

l_{tr} : longueur de tubulaire de refoulement, $l_{tr} = 0,65 \text{ m}$.

l_c : longueur du convergent, $l_c = 4 * (D_r - d_r) = 1 \text{ m}$.

l_j : longueur des joints, $l_j = 0,5 \text{ m}$.

Donc : $l_b = 0.3 + 0.2 + 1,92 + 2.5 + 0,65 + 1 + 0,5 + 0.4 * 2 = 7.87 \text{ m}$

On prend. **$l_b = 8 \text{ m}$**

VI.16.3. Hauteur du bâtiment:

$$H_b = h_5 + h_6 + h_7 + h_8 + h_9 \quad \dots\dots\dots \text{(VI.20)}$$

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

$h_{reserve} = 0.5 \text{ m}$.

$h_{socle} = 0.3 \text{ m}$.

$h_p = 0,89 \text{ m}$.

h_6 : hauteur réservée à l'homme, $h_6 = 2.2 \text{ m}$

h_7 : hauteur de l'équipement de levage (chariot), $h_7 = 0.3 \text{ m}$.

h_8 : hauteur profilée, $h_8=0.8$ m.

h_9 : hauteur de sécurité, $h_9 = 0.5$ m.

Donc : $H_b = (0,5+0,3+0,89+2.2)+0.3+0.8+0.5 =5,49$ m.

On prend $H_b = 5.5$ m

V.21.1.4.Dimensions des portes

- ✓ porte principale : 3*3
- ✓ porte secondaire : 2,5*1,5

V.21.1.5.Dimensionnement des fenêtres

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

$$\sum S_f = 0,13 * 14.61 * 8 \Rightarrow \sum S_f = 15.19 \text{ m}^2$$

Le nombre de fenêtres sera :

$$n = \frac{\sum S_f}{S_f} \dots\dots\dots(\text{VI.21})$$

n : nombre des fenêtres ;

S_f : surface d'une seule fenêtre, $S_f = (1,2 * 2,2)$;

A.N : $n = \frac{15.19}{1,2 * 2,2} \Rightarrow n = 5$ fenêtres

Tableau VI.6:récapitulation des calculs du bâtiment de la station de pompage

Hauteur (m)	Largeur (m)	Longueur (m)	Fenêtres (1.2*2.2)	Porte principale	porte secondaire
5.5	8	13.51	6	3*3	1.6

Conclusion

Nous avons dimensionné dans ce chapitre le bâtiment de station de pompage, cette station équipée de trois pompes centrifuges multicellulaires identiques, deux pompes principales et une seule pompe de secours sont de marque CAPRARI de type PM150/3C.

Nous avons choisi également des pompes immergées de marque CAPRARI pour les cinq forages, ainsi que les équipements hydromécaniques et les équipements auxiliaires.

CHAPITRE VII

PROTECTION DES CONDUITES CONTRE LE COUP DE BELIER

Introduction

Les conduites d'adduction sont soumises au phénomène du coup de bélier dont la brutalité est susceptible d'entraîner les ruptures de tuyaux. Il est donc important d'étudier les moyens propres à limiter ses effets puisqu'il en résultera une économie dans la construction des tuyaux, lesquels sont calculés, notamment, pour résister à une pression intérieure donnée.

VII.1. Protection des conduites contre le coup de bélier [4]

Définition

Le coup de bélier est un étape de régime transitoire à paramètres hydrauliques prépondérants (pression, vitesse) sont rapidement variables dans le temps et dans l'espace. Il se produit un phénomène oscillatoire d'onde de pression qui se propage sur toute la longueur de la conduite en s'amortissant progressivement.

VII.1.1. Les causes du coup de bélier

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

- ❖ Fermeture instantanée ou rapide d'une vanne de sectionnement.
- ❖ Arrêt ou démarrage d'un ou plusieurs groupes électropompes.
- ❖ La disparition de l'alimentation électrique dans une station de pompage qui est la cause la plus répandue du coup de bélier.
- ❖ Le remplissage ou la vidange d'un système d'AEP.
- ❖ Modification de la vitesse d'une pompe.

VII.1.2 Les risque dus au coup de bélier

❖ Fortes pressions :

Si la somme de la surpression et de la pression initiale dépasse la pression maximale admissible(PMA) de la conduite, il peut y avoir fissuration, des cassures de cette dernière, et dislocation des joints.

❖ Pression négatives :

Apparait soit à la suite d'une forte pression, soit à suite d'un arrêt brusque de la pompe. si la pression devient inférieur à 10 m.c.e entraines une implosion de la conduite, cavitation, 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.

VII.1.3. Description des phénomènes physiques

Prenons le cas d'une pompe, refoulant un débit donné dans une conduite de longueur L , qui se trouve brusquement arrêtée. Quatre phases peuvent alors être envisagées:

❖ 1re phase :

Par suite de son inertie, la colonne d'eau va poursuivre son chemin ascendant, mais, n'étant plus alimentée, il va en résulter une dépression (l'eau se déprime). Chaque tranche de la conduite se contracte successivement par diminution élastique du diamètre. Une onde de dépression prend alors naissance au départ de la pompe -et se propage jusqu'au réservoir à une vitesse c . Pour atteindre le réservoir, l'onde met un temps égal à " L/c " au bout duquel la conduite est en dépression sur toute sa longueur et l'eau est immobile.

❖ 2eme phase :

Par suite de son élasticité, la conduite reprend son diamètre initial et cela de proche en proche en partant du réservoir. L'eau revient alors dans la conduite et, au bout d'un nouveau temps L/c (soit $2L/c$ à partir du début du phénomène), toute l'eau est descendue mais va se trouver arrêtée par le clapet de la pompe.

❖ 3eme phase :

A cause de cet arrêt, l'eau en contact avec le clapet se trouve comprimée, entraînant une dilatation de la conduite. Les tranches d'eau vont subir le même sort, et l'onde de pression gagne toute la canalisation, jusqu'au réservoir, de proche en proche. Au bout d'un nouveau temps L/c (soit $3L/c$ à partir du début du phénomène) toute la conduite sera dilatée avec une eau surpressée et immobile.

❖ 4eme phase :

Grâce à l'élasticité de la conduite, agissant comme un ressort, celle-ci reprend son diamètre initial, de proche en proche en partant du réservoir. Au bout d'un nouveau temps L/c soit $4.L/c$ à partir du début du phénomène) nous nous retrouvons dans la même situation qu'au moment de l'arrêt brusque de la pompe. La période du mouvement est donc de " $T = 4L/c$ ". Le phénomène est amorti par les pertes de charge résultant du frottement de l'eau dans la conduite.

Dans le cas d'un arrêt brusque d'une pompe, le phénomène du coup de bélier est donc caractérisé, tout d'abord, par une dépression, puis par une surpression.

L'analyse du phénomène, dans le cas d'une fermeture rapide d'une vanne située à l'extrémité d'une conduite d'adduction en provenance d'un réservoir est exactement le même sauf qu'il commence par une surpression puis une dépression (phases 3e, 4e ensuite 1re et 2e).

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

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

❖ **Réservoirs d'air :**

L'alimentation continue de la veine liquide après disjonction du groupe peut être effectuée à l'aide d'une réserve d'eau accumulée sous pression dans une capacité métallique disposée à la station immédiatement à l'aval du clapet. Cette capacité contient de l'eau et de l'air.

Ce dispositif est le plus simple et protégera les installations aussi bien contre les surpressions que contre les dépressions.

❖ **Cheminée d'équilibre :**

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

❖ **Soupape de décharge :**

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

❖ **Volant d'inertie :**

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

Remarque

Pour notre étude, nous avons choisi comme moyen de protection un réservoir

D'aire grâce à quelques avantages qu'il présente :

- Intervient dans la protection contre la dépression et la surpression.
- Simple à l'installer et facilement contrôler.
- Choisi, pour les moyennes et grandes hauteurs de refoulement

VII.2. Méthodes de calcul du réservoir d'air :

Le calcul du réservoir d'air permet de déterminer les valeurs de la surpression et de la dépression maximales dans les conduites de refoulement et le volume du réservoir d'air. Comme méthode de calcul, on distingue :

a) Méthode de VIBERT :

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

b) Méthode de BERGERON :

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

c) Méthode de PEUCH et MEUNIER :

L'étude comparative faite par MM. PEUCH et MEUNIER sur tous les abaques existants montre que tous les résultats sont compris dans une fourchette de 10%. Cette précision est suffisante pour faire un dimensionnement industriel et nous choisirons la méthode la plus simple à appliquer

Remarque : nous optons pour la méthode PEUCH ET MEUNIER

VII.3. Calcul du coup de bélier et dimensionnement du réservoir d'air :

Les hypothèses dans le calcul de coup de bélier sont :

- Les paramètres de la conduite (diamètre, épaisseur) sont constants.
- Le niveau de l'eau dans le réservoir est invariable.
- La conduite d'arrivé vers le bas dans le réservoir.
- L'eau supposée compressible mono phasique.

VII.3.1. La célérité d'ondes :

Correspond à la vitesse de propagation du son dans l'eau (environ 1400 m/s). Mais lorsque l'on prend en compte la déformation de la conduite, cette vitesse de propagation diminue. Alors on opte pour le choix de la formule trouvée par B. SALAH qui tient compte de l'effet du sol sur la conduite.

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

Avec :

- C : Célérité en [m/s]
- k : Coefficient de compressibilité de l'eau ; $k = 2,07 \cdot 10^9$ pascal
- ρ : Masse volumique de l'eau ; $\rho = 1000 \text{ kg / m}^3$
- e_m : Epaisseur de la conduite (m)
- a : Rayon intérieur de la conduite (m)
- ν_m : Coefficient de poisson du matériau de la conduite ; $\nu_m = 0,3$ (fonte)
- ν_s : Coefficient de poisson du sol entourant la conduite ; $\nu_s = 0,33$
- E_m : Le module de Young du matériau de la conduite; $E_m = 1,10^{11}$ Pascal
- E_s : Module de Yong du sol considéré $E_s = 2,10^8$ Pascal

VII.3.2. La méthode de PEUCH et MUNIER

❖ Depression:

Pour l'étude de la dépression et le calcul de U_0 , nous emploierons la méthode de PUECH et MEUNIER qui utilise trois nombres adimensionnels K, A et B. Le calcul de K et A permettent de sélectionner la famille de courbe B qu'il faut superposer au profil en long. Comme nous l'avons dit précédemment nous choisirons la courbe qui laisse au moins une sécurité de 3 m de pression absolue au-dessus du point le plus défavorable du profil, la valeur de B permet de calculer U_0 qui sera ainsi déterminé. Les trois nombres adimensionnels K, A et B pour l'étude de la dépression, la surpression et le calcul de U_0 sont les suivants :

K : qui caractérise les pertes de charge.

$$K = \frac{H_{abs} - H_0}{H_0} \dots\dots\dots(\text{VII.2})$$

A : qui caractérise la conduite de refoulement.

$$A = \frac{C V_0}{g \cdot H_0} \dots\dots\dots(\text{VII.3})$$

B : qui caractérise le volume d'air du réservoir anti-bélier.

$$B = \frac{V_0^2}{g \cdot H_{abs}} * \frac{L \cdot S}{U_0} \dots\dots\dots(\text{VII.4})$$

Avec:

H_0 : pression statique absolue = $H_g + 10$ (m).

U_0 : volume d'air du ballon anti-bélier en régime permanent donc sous la pression H_{abs} .

H_{abs} : hauteur manométrique totale absolue = $H_{mt} + 10$ (m).

le volume d'air comprimé nécessaire en fonctionnement normal, pour la protection totale de la conduite :

$$U_0 = \frac{V0^2}{g * Habs} * \frac{L * S}{B} \dots\dots\dots(VII.5)$$

le volume d'air maximal en considérant une loi intermédiaire entre les lois isotherme et adiabatique :

$$Habs \times U_0^{1,2} = P_{min} \times U_{max}^{1,2} \quad \longrightarrow \quad U_{max} = U_0 \left(\frac{Habs}{P_{min}} \right)^{1/1,2} \quad I.6)$$

❖ **Surpression**

Il est concevable que le diaphragme à bord vif destiné à faire chuter la pression (augmenter la perte de charge) possède un diamètre optimum "d":

L'abaque DUBIN et GUENEAU permet de calculer le diamètre optimum "d" du diaphragme et la pression maximale à la pompe.

Application:

Tableau VII.1: Les caractéristiques de l'adduction par refoulement de la station de pompage:

	Type de matériau	D (mm)	S (m ²)	V (m/S)	L (m)	Hg (m)
SP	Fonte ductile	450	0.159	0.95	1660	64

1) 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 VII.2: Calcul de célérité d'onde

	K (Pa) (x 10 ⁹)	P (Kg/m ³)	a (m)	v _m	v _s	E _s (Pa) (x 10 ⁸)	E _m (Pa) (x 10 ¹¹)	e _m (m)	C (m/s)
SP	2.07	1000	0.225	0.3	0.33	2	1	0.0086	1006.60

❖ **Dépression:**

* $H_0 = 64 + 10 = 74 \text{ m}$

* $H_{abs} = 69.7 + 10 = 79.7 \text{ m}$

*Caractéristique de la conduite : $A = \frac{C V_0}{g * H_0} = 1.32$

*Caractéristique des pertes de charge : $K = \frac{H_{abs} - H_0}{H_0} = 0,08.$

*Nous superposerons le profil en log absolu à la famille de courbe B définies par :

$K = 0,1$ et $A = 1.$

Auxquelles nous allons superposer le profil en long absolu de la conduite (voir annexeVII.1).

Tableau VII.3 : Tableau du profile en long absolu de la conduite.

Z (m)	96	90.3	90.3	94.5	102.2	111.2	130.8	141.1	151.3	160
L (m)	0	320.5	458.6	686.6	901.6	1154.4	1276.6	1405.3	1534.5	1660
$\frac{\Delta z + 10}{H_0}$	0.14	0.06	0.06	0.12	0.22	0.34	0.60	0.74	0.88	1
X / L	0.00	0.19	0.28	0.41	0.54	0.70	0.77	0.85	0.92	1

En prenant "B = 0,4" au-dessus du point le plus défavorable à "X/L = 0,92" (voir annexe VII.1) , nous avons une pression absolue:

$P/H_0 = 0,09 \longrightarrow P = 0,05 \times 74 = 3.7 \text{ mce}$

Cette pression de sécurité est acceptable

* le volume d'air comprimé nécessaire en fonctionnement normal, pour la protection totale de la conduite :

$$U_0 = \frac{V_0^2}{g * H_{abs}} \times \frac{L * S}{B} = 0.76 \text{ m}^3.$$

Nous lisons sur le graphe : $\frac{P_{min}}{H_0} = 0,56 \longrightarrow P_{min} = 0,56 \times 74 = 41.44 \text{ m}.$

* Le volume d'air maximal

$$U_{\max} = U_0 \left(\frac{H_{abs}}{P_{min}} \right)^{1/1,2} \longrightarrow U_{\max} = 1.31 \text{ m}^3$$

D'où le volume normalisé égale à 1500 l

❖ **Diaphragme**

Nous employons l'abaque de DUBIN et GUENEAU et pour A = 1 et B = 0,2, nous permet de lire (voir annexe VII.2):

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha \frac{V_0^2}{H_0} = 2 \quad \text{avec : } \alpha = \frac{1}{2 * g} \left(\frac{D^2}{0,6 * d^2} - 1 \right)^2 = 163.99 \\ \frac{P_{max}}{H_0} = 1.1 \end{array} \right.$$

Donc :

$$P_{\max} = 81.4 \text{ m}$$

$$d = 76 \text{ mm}$$

VII.4. Installation du réservoir d'air :

Vu les dimensions du réservoir d'air, ce dernier sera installé à l'extérieur du bâtiment de la station de pompage afin de réduire l'encombrement à l'intérieur de la salle des machines et de gagner sur son génie civil.

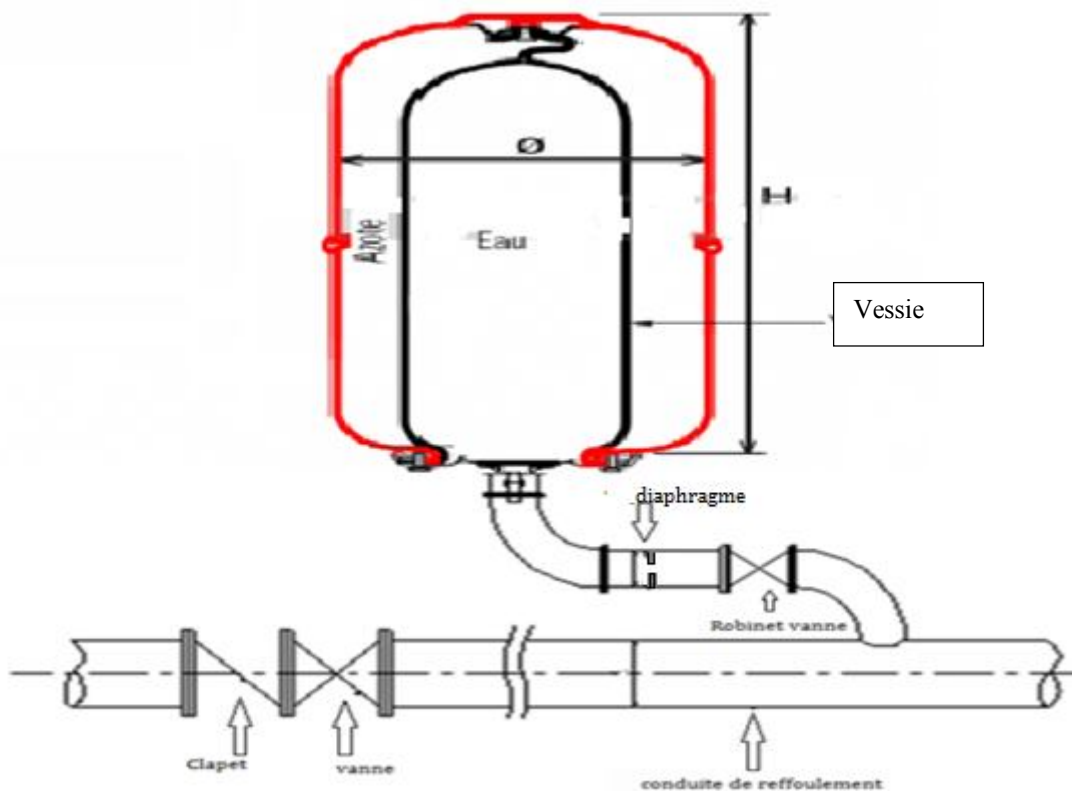


Figure VII.1: schéma d'un réservoir d'air

Conclusion

Pour protéger la conduite de refoulement contre le phénomène du coup de bélier, nous avons prévu un réservoir d'air d'un volume de 1.5m^3 juste à la sortie de la station de pompage, et nous avons installé un diaphragme à organe d'étranglement avec un diamètre de 76 mm déterminé par l'abaque de DUBIN et GUENEAU

CHAPITRE VIII

POSE DES CANALISATIONS ET ACCESSOIRES

Introduction

Après l'étude technique et de conception de notre réseau, on doit planifier des techniques pour la pose de la canalisation qui est souvent posée en tranchée, à l'exception de certain cas où elles sont posées sur le sol à condition qu'elles soient protégées.

Dans ce chapitre nous allons exposer les différents types de pose selon le lieu et les obstacles qui peuvent se présenter et aussi les méthodes de protection des conduites.

VIII.1. Pose des canalisations

VIII.1.1. Le Principe de pose des canalisations [2]:

- En cas d'une canalisation en tranchée; celle-ci doit être suffisamment large pour que les ouvriers peuvent réaliser leurs travail sans dérangement. La profondeur d'un tranché dépend de la nature du sol et de façon d'éviter le phénomène du gel. En général elle est de 1m de profondeur.
- La conduite posée avec une légère pente pour assurer le vidange et l'évacuation d'aire.
- les canalisations doivent être éloignées lors de la pose de tout l'élément dur de 10 cm, de 30 cm des câbles électriques et de 60 cm des canalisations de gaz.
- positionnement des accessoires est indispensable.

VIII.1.2. La pose des canalisations [5]:

1. Pose en terre

Pour la disposition des tuyaux dans les meilleures conditions, la pose en terre s'effectue dans une tranchée de largeur suffisante avec établissement des niches pour faciliter le travail lors de jointure.

Cette opération s'effectue par tronçon successif, en posant des tuyaux en files bien alignés et bien nivelés, tout en commençant par les points hauts. L'enfouissement des Canalisations a pour but de les protéger contre les dégradations extérieur, de conserver la fraîcheur de l'eau et de la mettre à l'abri du gel.

2. Pose en mauvais terrains

On peut envisager quelques solutions:

- ✓ Cas d'un terrain peu consistant:

On doit poser la canalisation sur une semelle en béton avec interposition d'un lit de sable. Si la canalisation repose sur des tasseaux; ceux-ci doivent être placés plus proches des joints et soutenus par des pieux enfoncés jusqu'au bon sol.

✓ Cas d'un terrain mouillé:

Prévenir un moyen de drainage dans la tranchée et couvrir la tranchée d'un lit de gravier de gros calibre par la suite un lit en béton armé sur lequel repose la conduite

3. Pose en galerie

La pose des conduites en galerie présente double avantages de faciliter leur surveillance et d'éviter les tassements de terrain en cas de fuite, ainsi l'ouverture de chaussée à l'occasion des réparations ou de remplacement. Cette pose est courante dans les villes ou agglomérations disposant déjà de galeries spéciales souterraines (égouts, caniveaux ou galeries spéciales visitables).

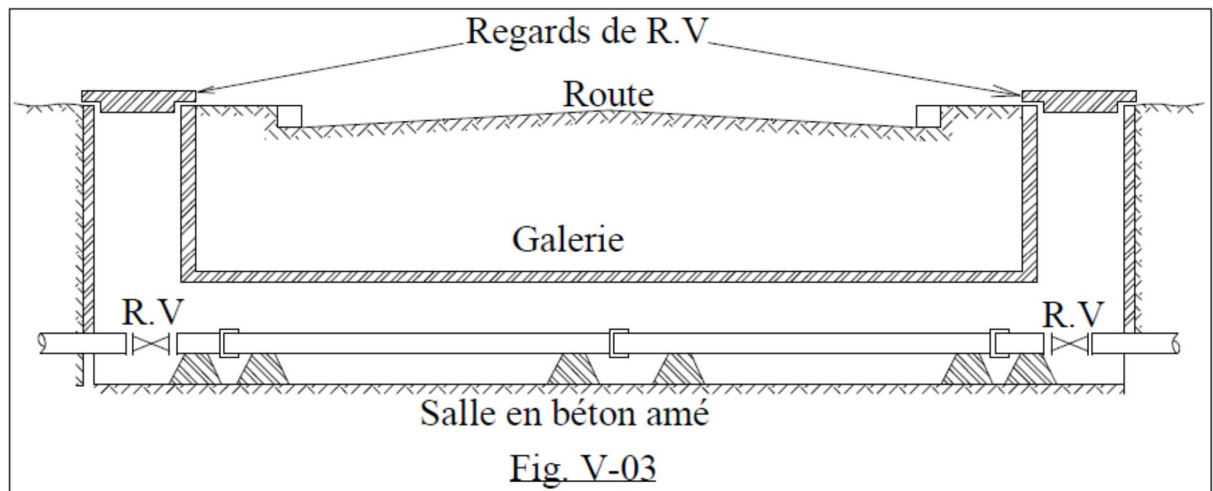


Figure VIII.1: traversée d'une route par une conduite en galerie

Dans notre projet, le tracer de l'adduction du champ de captage jusqu'à la station de pompage coupe une fois la route national N°29 et une fois le chemin de la wilaya N°121, d'autre part le tronçon de la station de pompage jusqu' au réservoir coupe également la route nationale N°29 et le chemin de wilaya N°48

Nous avons vu que le diamètre est de 450 mm, ce diamètre n'est assez important. Donc les canalisations peuvent être dans une galerie.

4. Pose en pente

Au-delà d'une certaine pente (25%), les frottements entre canalisations et les terres sont insuffisants pour maintenir la conduite, il convient alors d'équilibrer la composante axiale de gravité par l'utilisation de butées d'encrage ou de joints verrouillés, les deux techniques pouvant être associées. Une fois le remblai fait, on procède au nivellement qui consiste à étaler les terres qui sont en monticule, ensuite au compactage pour augmenter la densité des terres et éviter le tassement par la suite.

5. Traversée de rivière

En fonction de la traversée et de l'importance de l'adduction, la pose de conduites à travers un oued demande certains travaux confortatifs. Deux cas peuvent se présenter :

Premier cas : l'existence d'une route servira également à supporter la conduite d'adduction, et c'est exactement le cas que nous rencontré dans notre projet, le pont se trouve presque à une distance de 750 m de la station de pompage.

Deuxième cas : si le pont route n'existe pas, la canalisation pourra suivre le lit de la rivière, elle sera posée sur des ouvrages spéciaux.

VIII.2. Accessoires [8]

Le long d'une canalisation, différents organes et accessoires sont installés pour :

- Assurer un bon écoulement ;
- Régulariser les pressions et mesurer les débits ;
- Protéger les canalisations ;
- Changer la direction ;
- Raccorder deux conduites ;
- Changer le diamètre ;
- Soutirer les débits.

VIII.2.1. Vannes de sectionnement

Elles sont nécessaires pour l'exploitation du système de transfert et permettent d'en isoler une partie pour l'intervention sans arrêter totalement l'alimentation.

Il est prévu d'installer des vannes intermédiaires au départ de chaque raccordement sur le transfert ainsi que tous les 2500m.

Pour des raisons d'exploitation et de facilité la fermeture, les vannes de diamètre supérieur ou égal à 250mm seront du type papillon .elles seront associées à un by-pass pour permettre la remises en eau progressive.

Elles permettent également de maîtriser les écoulements dans le réseau, donc de mieux gérer celui-ci. Il existe plusieurs types de vannes qui satisfont à des besoins variés :

- ❖ **Les vannes d'isolement :** permettent d'isoler certains tronçons qu'on veut inspecter, réparer ou entretenir. On distingue deux types : les robinets à papillon pour les conduites de gros diamètres et les robinets-vannes pour les conduites de petits diamètres.
- ❖ **Les vannes à clapets de non-retour :** permettent de diriger l'écoulement dans un seul sens. Elles sont installées sur les conduites de refoulement.
- ❖ **Les vannes de réduction de pression :** permettent de réduire la pression à une valeur prédéterminée

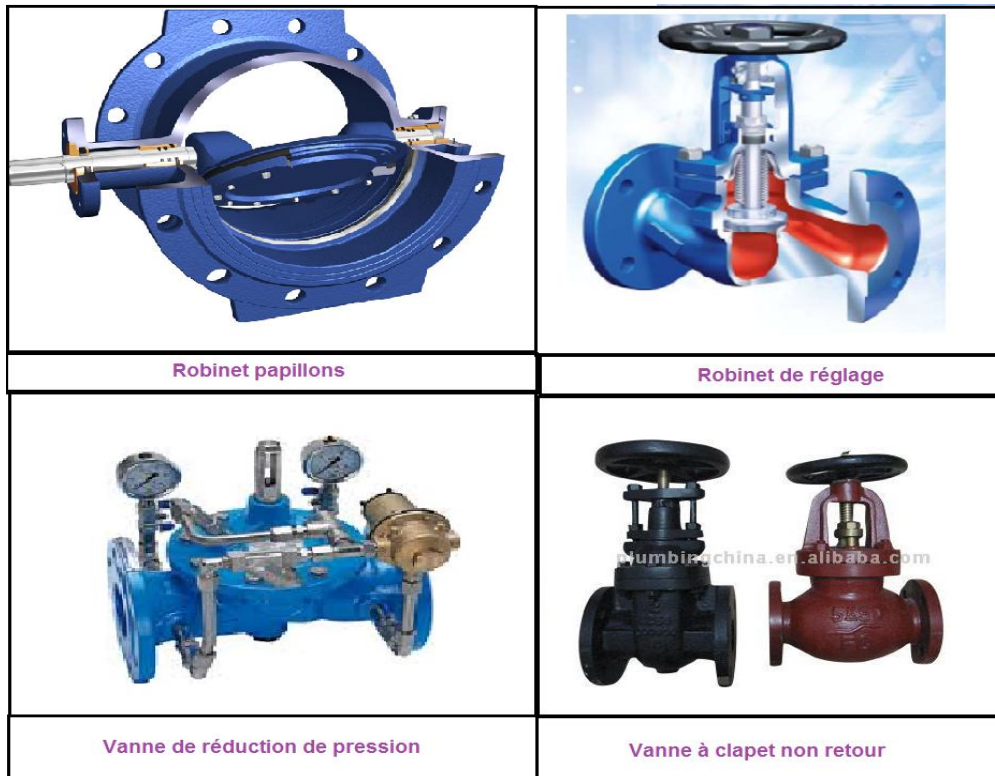


Figure VIII.2 les différents types de vannes

VIII.2.2 Ventouses

On trouve sur le marché deux types de ventouses :

- ❖ **Ventouse simple** : elle assure le dégazage des conduites à haute pression.
- ❖ **Ventouse à deux orifices** : elle est formée d'une enceinte en communication avec la conduite, dans laquelle un flotteur vient obturer l'orifice calibré. Le flotteur est cylindrique ou sphérique. Il peut être couvert d'une enveloppe en caoutchouc. Les appareils se placent au niveau des points hauts des conduites ou se rassemble l'air, soit au moment de remplissage soit en cours de fonctionnement. C'est également en ces points qu'il faut faire une admission de l'air lors des vidanges.

En fonctionnement normal, la ventouse est pleine d'eau, le flotteur est plaqué sur l'orifice ce qui rend le dispositif étanche. Lorsqu'une poche d'air se produit, le niveau baisse dans le corps de l'appareil, le flotteur descend et libère l'orifice par lequel l'air peut s'échapper.



Ventouse à double orifice



Ventouse simple

Figure VIII.3: Les différents types de ventouses

VIII.2.3. Clapet anti retour

Le clapet anti retour est C'est un accessoire permettant l'écoulement du liquide dans un seul sens.

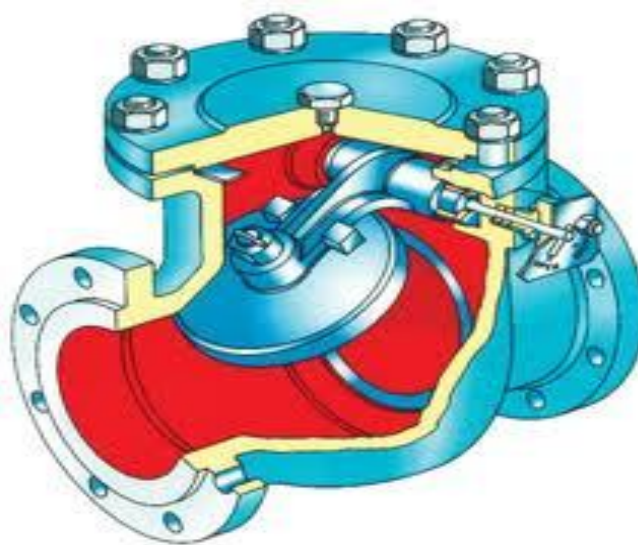


Figure VIII.4 : Clapet anti retour

VIII.2. 4. Organes de raccordement

Les organes de raccordement sont nécessaires pour :

La déviation d'une partie d'écoulement.

L'introduction dans la conduite d'un débit supplémentaire.

Le changement de diamètre de la conduite.

Le montage et le démontage des accessoires.

Le changement de direction de la conduite.

1) Coudes

Les coudes sont des accessoires utiles surtout pour les réseaux maillé et ramifié, lorsque la conduite change de direction. Généralement, les coudes sont maintenus par des massifs de butées. Dans le marché il existe des coudes de 90° et 120° de.



Figure VIII.5 : Coudes de 90° et 120°

2) Cônes

Les cônes sont utilisés pour relier deux conduites de diamètres différents, on les rencontre aussi à l'entrée et à la sortie des pompes.



Figure VIII.6 : Cône à deux brides

3) Tés

Les tés sont utilisés dans le but de soutirer un débit d'une canalisation ou d'ajouter un débit complémentaire. Ils sont rencontrés au niveau des réseaux maillés, ramifiés et des canalisations d'adduction en cas de piquage.

4) Joints

En pratique, on rencontre des manchons à bouts lisses des deux extrémités, à deux emboîtements, à emboîtement et bout lisse, à deux brides, à bride et bout lisse, à emboîtement et bride, on les rencontre surtout au niveau des montages des appareils accessoires (vannes, clapet...), on rencontre le joint Gibault qui est utilisé souvent à la sortie des réservoirs pour absorber les oscillations des conduites qui peuvent causer une fissure au niveau de réservoir, on le trouve aussi avant les appareil pour faciliter leurs montage et démontage.

Dans les grandes pentes on utilise les joints Verouille.



Figure VIII.7 : joint Gibault

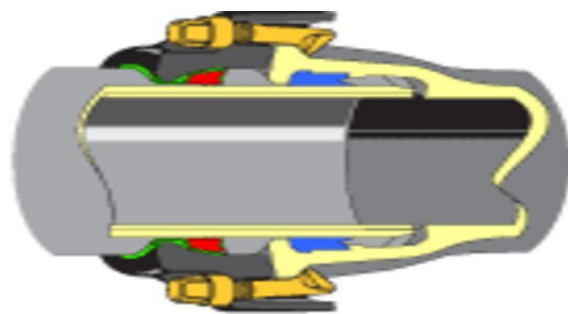


Figure VIII.8 : joint Verouille.

VIII.2.5.By-pass

Le by-pass est utilisé pour les rôles suivants:

- Faciliter la manœuvre de la vanne à fermeture lente ;
- Remplir à débit réduit, la conduite avant sa mise en service ;
- Relier la conduite d'arrivée à la conduite de départ du réservoir

VIII.2.6.Crépines

La crépine évite l'entrée accidentelle de corps solides dans la pompe, elle est constituée par un cylindre perforé qui refuse le passage à des objets.

Il est à noter qu'une crépine doit toujours être entièrement immergée pour éviter les rentrées d'air (une marge suffisante doit être prévue pour le vortex) et éloignée d'environ 0,5 m du fond du puisard.

VIII.2.7. Organes de mesure

- ❖ **Débit:** La mesure des débits importants peut être réalisée par plusieurs moyens: le tube de Venturi, le diaphragme, la tuyère ou le compteur à induction
- ❖ **Pression:** On opte pour le choix du manomètre tube de Bourdon sont utilisés pour la mesure de pressions positives ou négatives.

Conclusion

Etant donné que nous avons une adduction à diamètre variable, la largeur de la tranchée ne sera pas constante le long du tracé, mais variable selon le changement de diamètre. Afin d'assurer un bon fonctionnement de l'adduction, les accessoires doivent être installés soigneusement, pour cela les raccordements seront effectués par des personnes qualifiées et D'après les profils d'adduction, les accessoires à utilisés seront:

- Les réservoirs anti-bélier à la sortie de la station de pompage.
- Les joints GEBault pour installer les robinets vannes;
- Les ventouses sur les points hauts pour faire évacuer et laisser pénétrer l'air dans les conduites;
- Les robinets de vidanges pour vidanger, nettoyer et réparer les conduites;
- Les robinets vannes pour isoler le tronçon à entretenir;
- Les vannes papillons à la sortie des réservoirs pour interrompre l'écoulement dans le cas où les conduites éclatent.
- Les clapets anti-retour ;
- Les différents coudes;
- Les manchons pour le montage et le démontage des différents accessoires.
- les cônes et les tés.
- les appareils de mesure de débit et de pression.

CHAPITRE IX

ORGANISATION DE CHANTIER

Introduction

Afin que notre projet soit exécuté dans les meilleures conditions possibles, une opération dite « Organisation de chantier » doit être étudiée, afin de déterminer et de coordonner la mise en œuvre des moyens nécessaires pour une réalisation et une exécution des travaux aussi conforme que possible tout en respectant les délais les plus brefs.

IX.1. Différents travaux connus sur notre chantier :

IX.1.1. Travaux concernant les stations de pompage :

❖ Décapage :

Les travaux de décapage consistent à débarrasser l'assiette de la station de pompage de la couche végétale (abatage des arbres ...etc.). L'épaisseur de la couche à éliminer est de 10cm.

❖ Exécution des fouilles :

L'exécution des fouilles est une opération de terrassement qui consiste à creuser les fondations du bâtiment. Les fouilles à exécuter ont les dimensions suivantes : $L \cdot l \cdot h$

Avec :

l : largeur de la fouille (m);

L : longueur de la fouille (m);

h : profondeur de la fouille (m).

Pour notre projet : $1,5 \cdot 1,5 \cdot 1,5 \text{m}^3$

❖ Coulage du béton de propreté :

On procède à cette opération pour que les semelles des fondations reposent sur un socle propre et stable. Cette opération consiste à couler 10cm de gros béton au fond des fouilles.

❖ Remblayage :

Le remblayage des fouilles et des casiers, consiste à combler les vides par un remblai constitué des terres de déblai compacté.

❖ Coulage du béton :

Cette opération consiste à couler le béton des différentes pièces, ce béton est dosé à 350 kg/m³. Pour les longrines et la dalle là où les volumes du béton sont importants nécessite une pompe à béton.

❖ Maçonnerie :

Elle consiste pour le bâtiment au cloisonnement des différentes pièces, et pour les fondations à la mise en place de cloison sous les longrines.

IX.1.2 : Travaux concernant l'adduction :

Les tâches constituant les travaux à faire pour la mise en place de l'adduction sont :

❖ Exécution des tranchées

C'est une opération de terrassement (déblais) qui consiste à faire des excavations suivant un fruit de talus dans notre cas de 1/1. Ces excavations seront faites par une pelle hydraulique et le déblai sera posé sur un côté de la tranchée, l'autre côté étant réservé au bardage des conduites.

❖ Construction des regards

Les regards constituent l'abri de certains accessoires de l'adduction à savoir les ventouses et les vannes de vidange, ils sont conçus en béton armé.

❖ Pose du lit de sable :

Cette opération consiste à poser un lit de sable au fond de la tranchée, ce lit aura une épaisseur de 10cm dans notre projet

❖ Pose des conduites

Après avoir mis en place le lit de sable, on procède à la pose des canalisations.

❖ Remblayage des tranchées

C'est une opération de terrassement qui consiste à enterrer la conduite, en utilisant le remblai résultant de l'excavation.

❖ Nivellement et compactage :

Une fois le remblai fait, on procède au nivellement qui consiste à étaler les terres qui sont en monticule, ensuite à compacter pour augmenter la densité des terres et éviter un tassement par la suite

IX.2. Calcul des volumes des travaux :

IX.2.1. Calcul des volumes des travaux de la station de pompage

Les dimensions de la station de pompage sont :

- Le bâtiment est de longueur L et de largeur l soit : 13.51×8 [m²].
- La profondeur des fouilles h : $h=1,5$ m.
- Les semelles sont de forme carré de côté $L=1,5$ m et de hauteur $h = 0,40$ m.
- Les avants poteaux sont de forme carrée de côté $0,35$ m et de hauteur $h = 1,7$ m.
- Les poteaux sont de forme carré de côté $L = 0,35$ m et de hauteur totale $h = 5.5$ m.
- La chape inférieure ainsi que la dalle supérieure ont une épaisseur de 7cm.
- La chape inférieure est posée sur un remblai compacté de 0,10 m.
- Les longrines ont une hauteur de $h = 0,60$ m et une épaisseur de 0,35 m.

Le bâtiment ayant une longueur de 13.5 m et une largeur de 8m la vue en plan est représentée dans la figure VIII.

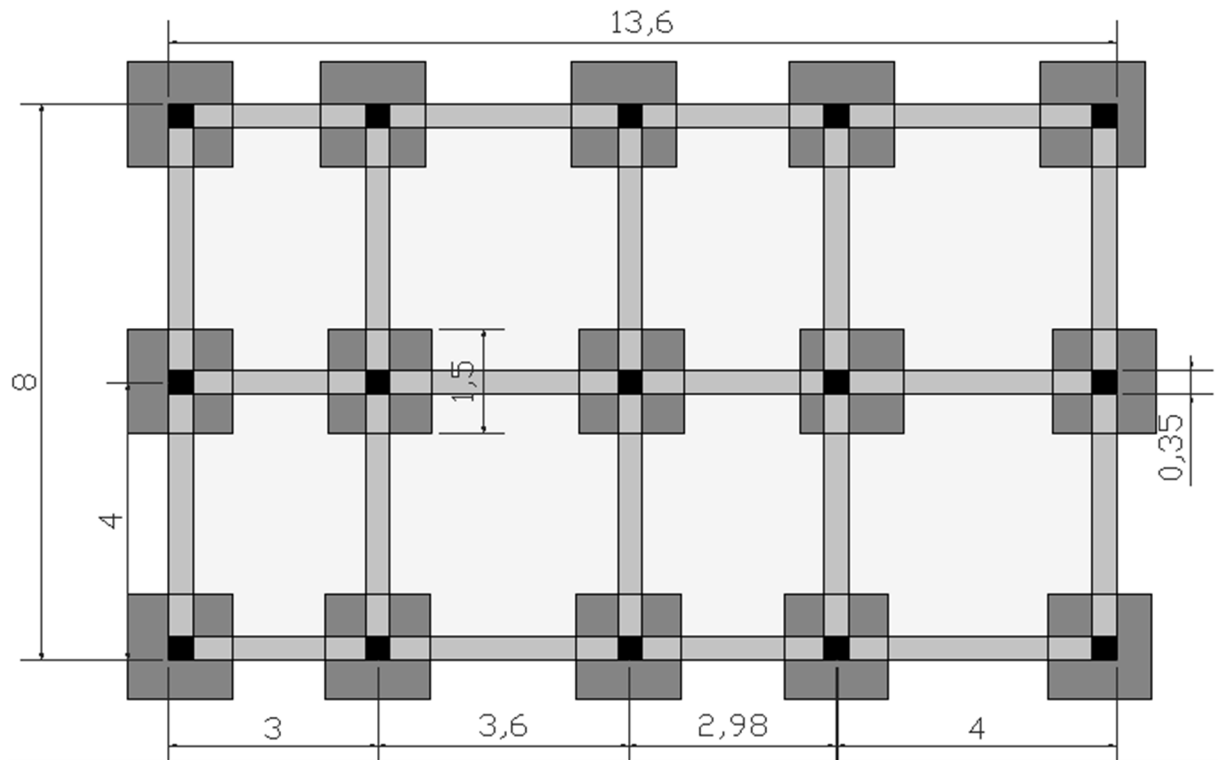


Figure IX.1: Vue en plan de la station de pompe

Le nombre de poteaux = nombre de fouilles = le nombre de semelles = 15

❖ **Calcul du volume de décapage :**

L'épaisseur de la couche superficielle à découper est de 10 cm et ce décapage s'étend jusqu'aux extrémités extérieures des fouilles $[(13,6+2*0,57) * (8+2*0,57)]*0,10 = 13,47\text{m}^3$ Donc le volume de décapage est estimé à **14 m³**

❖ **Calcul du volume des déblais :**

Le bâtiment de la station de pompe étant sur le terrain naturel, le volume des déblais égale au volume excavé des fouilles. La fouille ayant le volume de $(1,5)3\text{ m}^3 = 3,375\text{ m}^3$. Le nombre de fouilles étant de 15, le volume résultant de l'excavation de toutes les fouilles est estimé à **50.63 m³**.

Le volume de des déblais est estimé à **51 m³**

❖ **Calcul du volume du béton de propreté :**

Le volume du béton de propreté dans une fouille est de $1,5*1,5*0,10$ soit $0,225\text{ m}^3$. Le nombre de fouilles étant de 15, le volume total du béton de propreté est de **3.4 m³**.

❖ **Calcul du volume de béton armé :**

Les éléments des stations de pompe dont le béton armé est le matériau de construction sont :

- Semelles ;
- Demi-poteaux ;
- Poteaux ;

Chapitre IX : Organisation de chantier

- Longrines ;
- Chape inférieure ;
- Dalle supérieure.

$$V = L * l * h$$

Tableau IX.1. Les volumes calculés du béton armé:

Elément	Semelles	Demi-poteaux	Poteaux	ceinture inf + ceinture sup	Chape inférieure	Dalle supérieure	Total
Volume (m ³)	13.5	3.12	9.19	32.46	10.4	10.4	79.1

❖ **Calcul du volume du remblai compacté :**

Le volume du remblai compacté des fouilles est 1,5*1,5*1,1 (1,5m profondeur initiale de la fouille moins l'épaisseur de la semelle et du béton de propreté donne une profondeur de 1,1m), le volume est de 2,475 m³. Le nombre de fouilles étant de 15 le volume total de remblais compacté des fouilles est de : **37.13m³**.

❖ **Calcul du volume de la maçonnerie :**

Pour la station de pompage seul les murs extérieurs seront construits avec des briques de dimensions 30*20 (cm²). La surface de la maçonnerie totale est la surface des murs extérieurs multipliant par 2 (murs en double cloisons). La surface unitaire (surface d'une brique) étant de 0,06m² (0,30*0,20), la quantité de brique pour la maçonnerie est de 7920 briques, le nombre de briques à prévoir en tenant compte de la casse est de 8300 briques

Les résultats du volume des travaux sont récapitulés dans le tableau VIII.3

Tableau IX.2. Volume des travaux de la station de pompage

Désignation	Unité	Quantité
Décapage	m ³	14
Excavation	m ³	51
Remblais compactés	m ³	37.13
Béton de propreté	m ³	3.4
Béton armé	m ³	79.1
Maçonnerie	m ³	8300

VIII.2.2: Calcul des volumes des travaux de l'adduction :

❖ **Déblais d'excavation :**

Le volume des déblais est calculé en fonction des surfaces des coupes en travers
Sachant que :

$$S_{exc} = b * h \quad \dots\dots\dots (IX.1)$$

S_{exc} : surface des déblais de chaque coupe;
b : largeur de la tranchée;
h : profondeur de la tranchée ;

$$V_{exc} = S * L_{exc} \quad \dots\dots\dots (IX.2)$$

V_{exc} : volume des déblais entre deux coupes consécutives;
L : distance entre deux coupes consécutives.

✓ **La profondeur de la tranchée**

La profondeur de la tranchée dépend du diamètre de la conduite.
Elle est donnée par la relation suivante :

$$H_{tr} = D + h + h_1 \quad \dots\dots\dots (IX.3)$$

H_{tr} : profondeur de la tranchée (m).
D : diamètre de la conduite (m).
h : hauteur de la génératrice supérieur de la conduite à la surface du sol.
 h_1 : épaisseur du lit de pose $h_1 = 0,15$ m.

✓ **Largueur de la tranchée**

La largeur de la tranchée sera calculée en fonction du diamètre de la conduite toute on
laisse 30 cm d'espace de chaque côté de la conduite.

$$b = D + 0,6 \text{ m.}$$

b : largeur de la tranchée (m) et D : diamètre de la conduite (m).

Tableau IX.3: calcul du volume du déblai de l'adduction

D (mm)	L (m)	b (m)	H _{tr} (m)	S _D (m ²)	V _D (m ³)
450	6478.88	1.05	1.65	1.733	11224.66
400	775.6	1	1.6	1.6	1240.9
350	191.78	0.95	1.55	1.47	282.40
300	365.33	0.9	1.6	1.44	526.07
250	93.89	0.85	1.45	1.23	115.72
200	1142.68	0.8	1,4	1.12	1279.80
150	861.41	0.75	1.35	1.01	872.18
Total des volumes des excavations					15541.8

❖ **Lit de sable**

Chapitre IX : Organisation de chantier

Le long de l'adduction, la conduite doit être posée sur un lit de sable de 15 cm d'épaisseur

$$V_s = b * e * L \quad \dots\dots\dots (IX.4)$$

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 (VII.2)

Tableau IX.4: calcul du volume du lit de sable

D (mm)	L (m)	b (m)	e(m)	V (m ³)
450	6478.88	1.05	0,15	6802.8
400	775.6	1	0.15	116.34
350	191.78	0.95	0,15	182.2
300	365.33	0.9	0,15	328.8
250	93.89	0.85	0,15	79.80
200	1142.68	0.8	0,15	914.1
150	861.41	0.75	0,15	646
Volume Total de lit de sable				9070.3

❖ Remblais compacté

Le volume des remblais sera le volume des déblais réduit du volume occupé par la conduite et du volume du lit de sable :

$$V_r = V_{exc} - V_s - V_c \quad \dots\dots\dots (IX.5)$$

V_r : volume du remblai

V_{exc} : volume du déblai (volume excavé)

V_s : volume du lit de sable.

V_c : volume occupé par la conduite.

$$V_c = \frac{\pi * D}{4} \times L \quad \dots\dots\dots (IX.6)$$

S_c : section de la conduite (m²) ;

Chapitre IX : Organisation de chantier

D : diamètre de la conduite (m).

Tableau IX.5:calcul du volume des conduites

D (mm)	L (m)	S _c (m)	V _c (m ³)
450	6478.88	0.16	1029.90
400	775.6	0.13	97.42
350	191.78	0.10	18.44
300	365.33	0.07	25.81
250	93.89	0.05	4.61
200	1142.68	0.03	35.88
150	861.41	0.02	15.21
Volume Total des conduites			1227.27

Le volume des remblais sera le volume des déblais réduit du volume occupé par la conduite et du volume du lit de sable :

$$A.N : V_r = 15541.8 - 1227.27 - 9070.3 = 5244.23 \text{ m}^3$$

Tableau IX.6:Volumes des travaux de l'adduction

N°	Désignation	Unité	Quantité
1	Déblais	m ³	15541.8
2	Lit de sable	m ³	9070.3
4	Remblais	m ³	36642

IX.3. Calcul du coût des travaux:

IX.3.1. calcul du coût des travaux de la station de pompage

Tableau IX.7. Tableau de cout des travaux de la station de pompage.

Désignation	Unité	Quantité	Prix (DA)	Montant (DA)
Décapage	m ³	14	200	2800
Excavation	m ³	51	400	20400
Remblais compactés	m ³	37.13	475	17636.75
Béton de propreté	m ³	3.4	12000	40800
Béton armé	m ³	79.1	20000	1582000
Maçonnerie	u	8300	40	332000
Total				1995636.75

IX.3.2. calcul le coût des travaux de l'adduction

❖ **Prix total des conduites**

Tableau IX.8. Tableau de prix total des conduites

D (mm)	L (m)	Prix unitaire	V _c (m ³)
450	6478.88	7014	45442864.32
400	775.6	6580	5103448
350	191.78	6000	1150680
300	365.33	5250	1917982.5
250	93.89	4150	389643.5
200	1142.68	2812	3213216.16
150	861.41	2050	1765890.5
Coût Total des conduites			58983724.98

Chapitre IX : Organisation de chantier

Tableau IX.9. Estimation de cout de pose de canalisation.

N°	Désignation	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
1	Déblais	m ³	15541.8	300	4662540
2	Lit de sable	m ³	9070.3	800	7256240
3	Remblais	m ³	36642	400	14656800
4	Les conduites	-	-	-	58983724.98
Total					85559305

IX.3.3. Le coût total de projet

Tableau IX.10. Estimation de cout des travaux totaux.

	le coût (DA)	valeur ajoutée par TVA (17%)	Montant (DA)
les Traveaux de la station	1995636.75	339258.248	2334894.998
les traveau de l'adduction	85559305	14545081.9	100104386.9
Total			102439282

IX.4.Choix des engins de terrassement

Le matériel utilisé pour les chantiers est le matériel classique des chantiers de travaux publics. L'utilisation de gros engins mécaniques a réduit considérablement le prix et le temps des terrassements dont l'incidence, dans la construction des chantiers, se trouve ainsi sensiblement diminuée.

Les engins que nous allons utiliser sont :

- La pelle hydraulique ;
- Le bulldozer ;
- Le chargeur ;
- Le compacteur ;

IX.4.1.Pelle hydraulique

Chapitre IX : Organisation de chantier

Les pelles sont des engins de terrassement qui conviennent à tous les terrains même durs : marnes compactes, conglomérats, pour le chargement des roches débitées, exploitation des carrières notamment.

Les premières pelles ont été construites aux Etats-Unis vers 1842.

La pelle peut porter divers équipement qui en font un engin de travail à plusieurs fins :

Godet normal pour travail en butée.

Godet retro pour travail en fouille et en tranché.

Godet niveleur pour travail de décapage ou de nivelage.

Benne preneuse pour terrassement en fouille ou déchargement de matériaux (sable, pierres...).

Dragline pour travail en fouille.

Un tel engin pouvant également travailler comme grue ou recevoir un équipement spécial de sonnette pour le battage des pieux, permet donc sept emplois différents.

Dans notre nous emploierons la pelle avec un godet équipé en retro pour faire les fouilles et les tranchés.

Pour une pelle équipée en retro ou pelle fouilleuse la flèche et le bras sont simplement articulés l'un sur l'autre.



Figure IX.2 : Pelle hydraulique

IX.3.2. Bulldozer

Le bulldozer est une pelle niveleuse montée sur un tracteur à chenille ou a pneu.

L'outil de terrassement est une lame profilée portée par deux bras articulés qu'un mécanisme hydraulique permet d'abaisser ou de lever.

Si la lame est en position basse l'engin fait des terrassements par raclage avec une profondeur de coupe de 20 à 30 cm.

En mettant la lame en position intermédiaire, on peut régaler des tas de déblais en couche d'épaisseur de 20 à 30cm également.

La position haute est une position de transport (hauteur de la lame au-dessus du sol de 75cm à 1m).



Figure IX.3 : Bulldozer

IX.3.3.Chargeur

C'est un tracteur à pneus muni de godet de chargement et de déchargement à l'avant, on l'utilisera pour remblayer les fouilles, les casiers et la tranchée après pose de la conduite.



Figure IX.4: Chargeur

IX.3.4.Compacteur

C'est un engin peu encombrant, composé de deux petits cylindres d'environ 30 cm de diamètre muni d'un guidon. Cet engin sert au compactage des remblais des surfaces étroites telles que les fouilles des semelles, les casiers entre ceintures inférieures du bâtiment et les tranchées.



Figure IX.5 : Compacteur

Conclusion

Nous tirons comme conclusion l'étude l'organisation de chantier nous permet de planifier et organiser tous les travaux durant la période d'exécution. Nous avons déterminé dans ce chapitre les volumes des différents travaux ainsi que leurs coûts estimatifs et à la fin de chapitre une petite illustration a été faite sur les engins utilisé pour la réalisation des travaux de terrassement.

CONCLUSION GENERALE

Conclusion Générale

Ce mémoire de fin d'étude a été consacré à l'étude de l'alimentation en eau potable par une adduction par refoulement de la commune de Khemis El Khechna, cette étude est faite pour l'horizon 2035 dont la population de la commune atteindra 122 333 habitants, et pour atteindre cet objectif il était nécessaire de:

- ✓ Faire une présentation de la zone d'étude et une estimation des besoins en eau qui ont permis d'identifier les ouvrages et les ressources hydrauliques existants et déterminer le déficit, pour cela nous avons acheminé un transfert de 10872 m³/j.
- ✓ Dimensionner un réservoir de stockage de capacité 2000 m³ calculée en tenant compte de la variation horaire de la consommation.
- ✓ Projeter des conduites d'adduction en fonte ductile à une longueur totale égale à 9909.6 m avec des diamètres variés de 150 mm à 450 mm déterminés par une étude technico-économique.
- ✓ Implanter une station de pompage qui refoule un débit de 151 l/s avec une HMT de 69.7 m, cette station est implantée à une distance de 15 m d'une bache d'aspiration de 150 m³
- ✓ Protéger les conduites contre le phénomène de coup de bélier par un réservoir d'air pour lutter contre les fortes dépressions et fortes surpressions
- ✓ Installer les différents accessoires le long de la conduite d'adduction pour assurer le bon fonctionnement de l'adduction.
- ✓ Calculer les volumes des travaux du projet ainsi que leurs coûts estimatifs.

En vue de satisfaire les usagers de la commune de Khemis El Khechna en eau potable et pour l'horizon long terme, des ouvrages hydrauliques ont été étudiés et projetés à cet effet.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

[1] **A. DUPONT** « Hydraulique urbaine ... », Tome II Eyrolles, Paris, 1977, p.573.

[2] **B.SALAH** « Polycopie d'Alimentation en Eau Potable », p.27, 29, 72, 91.

[3] **M. CARLIER** « Hydraulique générale et appliquée », édition Eyrolles, Paris, 1972.

[4] **M.MEUNIER** « Les coups de bélier et la protection des réseaux d'eau sous pression », édition Dunod, Paris, 1950, p.198.

[5] **H. GODART** « Technique de l'ingénieur (technologie de l'eau) », édition T.I.

[6] **A.LANCASTRE** « Hydraulique Générale » Cepadu es-Editions, 2000

Catalogues

[7] **CAPRARI** « pompes multicellulaires et immergées ».

Webographie

[8] http://issuu.com/archibenin/docs/adduction_et_distribution_d_eau (2013)

ANNEXES

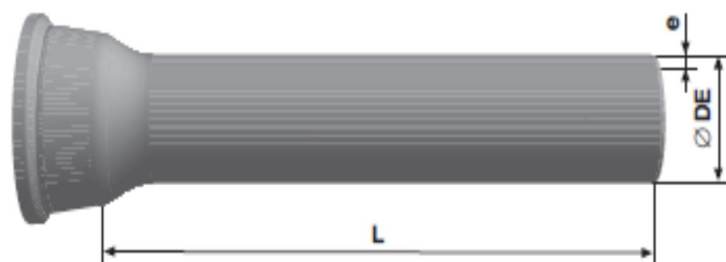
Annexe.V.1: Tableau des prix des conduites en fonte ductile
D'après **KOUG.C.**

Diamètre en (mm) Prix de ml (DA)	Diamètre en (mm) Prix de ml (DA)
80	1450
100	1700
150	2050
200	8534.23
250	10323.10
300	11542.36
350	12336.05
400	13521.23
450	14910.06
500	15982.11
600	17885.15

Annexe V.1: catalogue des tuyaux en fonte ductile Saint-Gobain PAM

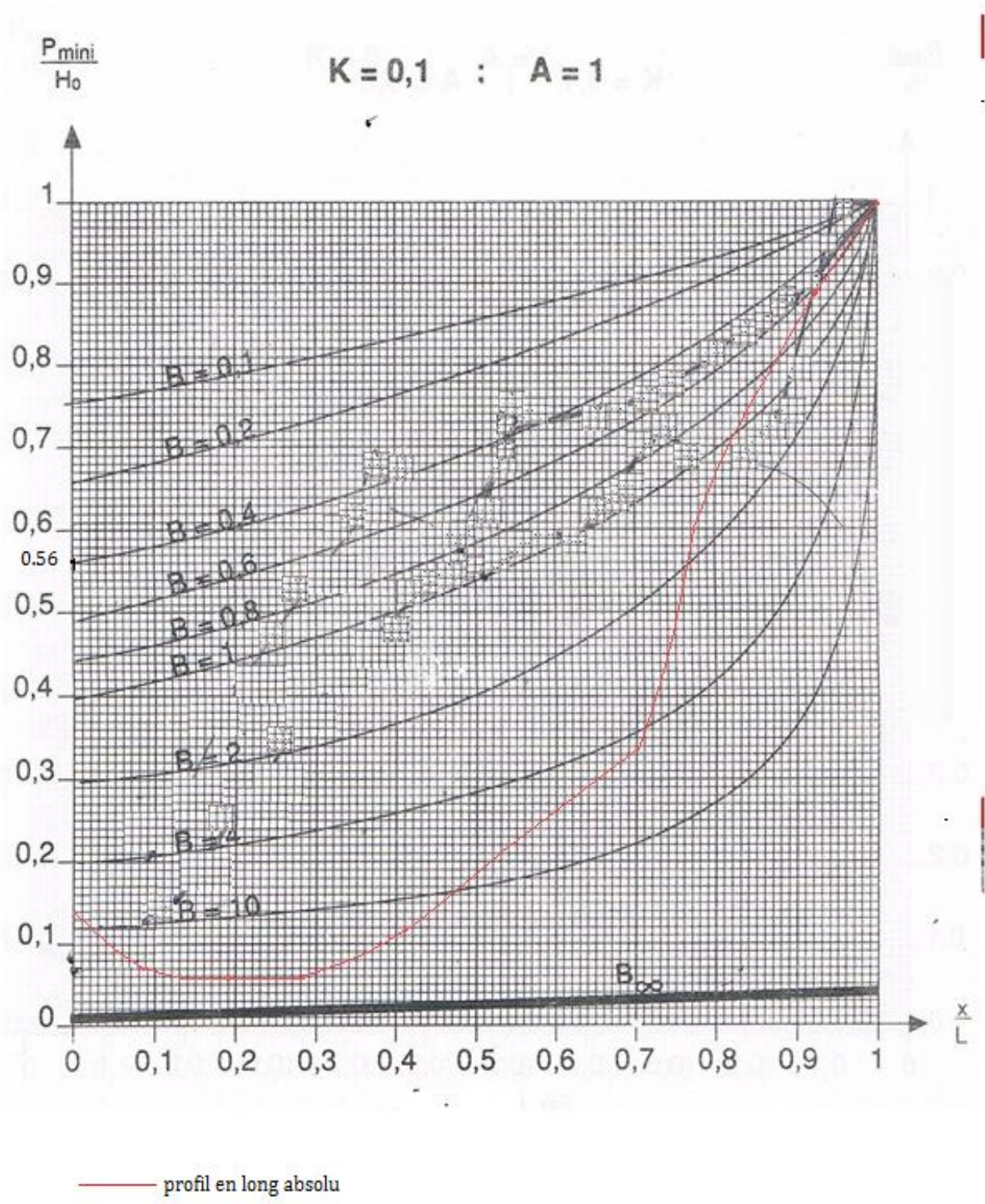
Tuyaux en fonte ductile, zinc + peinture bitumineuse

DN 60 - 2000



DN mm	L m	DE mm	e fonte mm	Masse moy. par tuyau kg	Masse moy. métrique m
60	6,00	77	6,0	60,1	10,0
80	6,00	98	6,0	78,2	13,0
100	6,00	118	6,1	95,4	15,9
125	6,00	144	6,2	118,0	19,7
150	6,00	170	6,3	145,0	24,2
200	6,00	222	6,4	203,0	33,8
250	6,00	274	6,8	267,0	44,5
300	6,00	326	7,2	337,0	56,2
350	6,00	378	7,7	480,0	80,0
400	6,00	429	8,1	567,0	94,5
450	6,00	480	8,6	671,0	111,8
500	6,00	532	9,0	775,0	129,2
600	6,00	635	9,9	1007,0	167,8
700	7,00*	738	10,8	1515,0	216,4
800	7,00*	842	11,7	1856,0	265,1
900	7,00*	945	12,6	2223,0	317,6
1000	7,00*	1048	13,5	2621,0	374,4
1000	8,27*	1048	13,5	3085,0	373,0
1100	8,27*	1151	14,4	3604,0	435,8
1200	8,26*	1255	15,3	4153,0	502,8
1400	8,19	1462	17,1	5543,0	676,8
1500	8,18	1565	18,0	6236,0	762,3
1600	8,18	1668	18,9	6942,0	848,7
1800	8,17	1875	20,7	8430,0	1031,8
2000	8,13	2082	22,5	10093,0	1241,5

Annexe .VII.1: Abaque des enveloppes des dépressions



Annexe .VII.2: Abaque de DUBIN et GUENEAU

