

Higher National School of Hydraulic

The Library

Digital Repository of ENSH



المدرسة الوطنية العليا للري

المكتبة

المستودع الرقمي للمدرسة العليا للري



The title (العنوان):

**Transfert a partir de petit barrage d'oued Teghzelle vers les
réservoirs de Tiberkanine (w. Ain defla) .**

The paper document Shelf mark (الشفرة) : 1-0014-14

APA Citation (APA توثيق):

**Bouredja, Amine (2014). Transfert a partir de petit barrage d'oued Teghzelle vers
les réservoirs de Tiberkanine (w. Ain defla)[Mem Ing, ENSH].**

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

Digital Repository of ENSH aims to limit scientific production, whether published or unpublished (theses, pedagogical publications, periodical articles, books...)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

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

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

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

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

كل الحقوق محفوظة للمدرسة الوطنية العليا للري.

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE -ARBAOUI Abdellah-

DEPARTEMENT D'HYDRAULIQUE URBAINE

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option: ALIMENTATION EN EAU POTABLE

THEME :

**TRANSFERT A PARTIR DE PETIT BARRAGE D'OUED
TEGHZELLE VERS LES RESERVOIRS DE TIBERKANINE
(W.AINDEFLA)**

PRESENTE PAR :

M^r BOUREDJA AMINE

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
Mr KHETTAL Tahar	M .C.A	Président
M ^{me} CHENITI Nawel	M.A.A	Examinatrice
Mr HEBBOUCHE Abdelhamid	M.A.A	Examinateur
M ^{me} TAFAT Leila	M.A.A	Examinatrice
Mr MEDDI M'hamed	Ingénieur	Invité
M ^{me} MOKRANE Wahiba	M .A.A	Promotrice

Septembre - 2014

REMERCIEMENTS

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

Mes vifs remerciements à mon très cher parent, mes frères et mes sœurs qui m'ont facilité les choses pour accomplir mes études.

Je remercie aussi ma grande famille (oncles, tantes et cousins)

- ❖ Je remercie fortement mon promotrice Mme .MOKRANEW. de m'avoir orienté par ses conseils judicieux dans le but de mener à bien ce travail.
- ❖ je tiens à remercier aussi tous les enseignants qui ont contribué à notre formation.
- ❖ Mon respect aux membres de jury qui me feront l'honneur d'évaluer mon travail.
- ❖ Je tiens aussi à exprimer mes vifs remerciements à toutes les personnes qui m'ont aidé tout au long de mon travail.

BOUREDJA AMINE

Dédicace

A la mémoire de mon père sans toi papa mes joies ne seront jamais complètes mais j'essaye toujours d'avancer dans mes études comme tu as toujours souhaité j'espère que je suis devenu les fils que tu voulais avoir et que tu seras fière de moi là ou tu es.

A celle qui m'a toujours poussé et motivé dans mes études. Sans elle je n'aurais certainement pas fait d'études, ce fruit de ma réussite représente donc l'aboutissement de soutien et des encouragements qu'elle ma prodigués tout a long ma scolarité, et l'équilibre qu'elle su maintenir durant toutes ces années A MA CHERE MAMAN.

A mes Frères Adel et Omar qui me fait rire pendant tous les moments de fatigue et stress, a l'adorable sœur Faiza qui m'encourage tout le temps.

A tous mes amies en particulier à : Yahia, Belkacem, Mehdi, Abdou, Amine, Walid, Mohamed, Alonso, Sidali, Imad, Sarah, Hadjer, Abderahman, Kaddour.

En un mot, à toute ma famille, mes amis sans exception et tous ceux qui me sont chers.

BOUREDJA AMINE

تقع المنطقة التي نحن بصدد دراستها (تبيركانين) شرق ولاية عين الدفلى و تعرف حاليا نقصا كبيرا في المياه الصالحة لهذا راجع لصغر حجم الأنابيب و قدمها أو غيابها كليا في بعض المناطق , تطور الحياة المعيشية لهذه المنطقة. يهدف هذا المشروع لتزويد أربع (04) مراكز بالمياه الصالحة للشرب انطلاق من السد الصغير لواد تيغزال و التي تمر معالجة المياه التي تقع في الضفة الجانبية لسد تيغزال. هذه الدراسة تحتوي على تحديد أبعاد أنابيب النقل, محطة الضخ و حماية الأنابيب من ظاهرة المطرقة المائية.

Résumé

Notre zone d'étude se situe à l'est de la wilaya de aindefla plus précisément sur la commune de tiberkanine (Djouahra,Rouabah,Krama et Beni hayi).A l'heure actuelle un manque d'eau potable important est constaté dû essentiellement à la vétusté et la faiblesse des diamètres des canalisations et l'absence du canalisation sur certains centres . Accentués par l'explosion démographique importante et le développement du niveau de vie de cette région. Notre projet a pour but l'alimentation en eau potable de quatre (04) agglomérations à partir de de petit barrage de oued teghzelle qui passe par une station de traitement d'eau situé sur la rive gauche du barrage. Cette étude consiste à dimensionner l'adduction, les réservoirs, la station de pompage ainsi que la protection des conduites contre le coup de bélier.

Abstract

Our study area (Tiberkanine) is situated in the east of aindefla. It currently suffers a shortage of drinking water which is due to weakness and decay pipe diameters , absence of pipes in certain areas and further population growth, increasing development and the standard living in this region.

Our project aims to supply drinking water to four (04) cities from small dam of teghzelle which posse's by the treatment plant situated in the left side of the dam.

This study consists of determining the transmitting pipes, the tanks capacities, pumping stations and protecting the pipes from the hammer phenomenon.

Sommaire

Chapitre I : Présentation de la ville

Introduction :	2
I-1.La situation géographique :	2
I-2. Situation climatique :	3
I -3- Situation Séismique :	4
I -4- STUATION TOPOGRAPHIQUE :	5
I-5 Situation hydraulique :	5
I-5-1 OUVRAGES DE STOCKAGE EXISTANTS :	5
I-5-2 LES CARACTERISTIQUES DU PETIT BARRAGE OUED Tighzel :	5
I-5-3 LA STATION FLOTTANTE:	6
I-5-4 Station de traitement monobloc :	6
Conclusion :	9

Chapitre II : Estimation des besoins en eau

Introduction :	10
II -1. Estimation de la population des quatre centre de la villes de tiberkanine:	10
II -2. Estimation des besoins :	11
II -3.Variations de la consommation journalière :	15
II -3-1. Consommation maximale journalière :	15
II-3-2. Consommation minimale journalière :	15
II-3-3.Calcul des pertes :	15
II-4- Variation de la consommation horaire :	16
II-5. bilan pour la situation hydraulique et le problématique :	22
Conclusion :	22

Chapitre III : Dimensionnement des Réservoirs

Introduction :	23
III.1. Rôles des réservoirs :	23
III.2. Prescriptions sanitaires	23

III.3. Critères du choix d'emplacement et d'implantation des réservoirs	24
III.4. Classification des réservoirs [3]	24
III.5. Critères de Choix du type de réservoir	24
III.6. Equipements du réservoir [2]	24
III .7 Calcul de la capacité des réservoirs :	28
III .7.1.La méthode analytique :	28
III .7.2 Méthode graphique :	28
III .7.3 Cas d'un remplissage par refoulement :	28
III .7.4 Cas d'un remplissage gravitaire :	31
III .7.5 Estimation de la capacité des baches des stations de pompage et le réservoir tampon :	31
IV.7.8 Dimensionnement du réservoir tampons :	33
III.7.9 Forme des réservoirs :	34
III.8.Traversée des conduites dans les parois de la cuve :	35
Conclusion	36

CHAPITRE IV ETUDE D'ADDUCTION

Introduction :	37
IV.1. Choix du trace:	37
IV.2.Types d'adduction [2]	37
IV.4.Accessoires nécessaires pour l'adduction :	40
IV.5.Etude des variantes :	40
IV.6. Comportement d'une adduction	45
IV.7. Etude technico-économique d'adduction:	46
IV.7.1.cas de refoulement :	46
A) Calcul des diamètres économiques des conduites de refoulements :	46
B) Calcul des pertes de charge :	48
C) Calcul de la hauteur manométrique totale :	49
D) Puissance absorbée par la pompe :	49

E) Frais d'exploitation :	49
F) Frais d'amortissement :	49
IV.7.2) Cas gravitaire :	50
IV.8. Dimensionnement de l'adduction pour les deux variantes :	51
IV.8.1 Variante n°1 :	51
IV.8.2) Variante n°2 :	63
IV.9. Les bilans globaux :	69
Conclusion :	71

Chapitre V : Etude du pompage

Introduction :	73
V.1.Définition:	73
V.2. Différents types de pompes et leurs caractéristiques :	73
V.3.Critères de Choix du type de pompe	74
V.4.Exigences principales soumises à la station de pompage.....	74
V.5.Choix de l'emplacement de la station de pompage.....	74
V.6.Type de bâtiment de la station.....	75
V.7.Les équipements d'une station de pompage.....	76
V.8. Couplage des pompes :	76
V.9. Choix du nombre de pompe secours	77
V.10. Choix du nombre de pompe:	77
V.10.1. Refoulement : Station de pompage- Réservoir tampon :-	77
IV-10-2.Courbes caractéristiques des pompes :	78
V.10.3.Refoulement : Station de reprise- Réservoir d'alimentation Beni hayi et Djouahra :.....	79
IV-10-4.Courbes caractéristiques des pompes :	80
V.11.Choix du moteur électrique	81
V.12.Point de fonctionnement d'une pompe :	82
V.13 Courbe caractéristique de la conduite.....	82
V.13.1. Refoulement : Station de pompage- Réservoir tampon.....	83
V.13.2. Refoulement: Station de reprise- vers les deux réservoirs Djouahra et Beni hayi :.....	84
V.14. Modes de réglage.....	86
V.15. Etude de la cavitation	88

V.16. Calage de la pompe	89
V.17. Équipements hydrauliques en amont et en aval de la pompe.....	91
V.20.Dimensions du bâtiment :.....	93
V-21.Protection contre coup de bélier :	96
V-21-1.Définition :.....	96
V-21-2.Les causes du coup de bélier :	96
V-21-3.Les risques des aux coups de bélier :.....	96
V-21-4.Les remèdes :	97
V-21-5. Calcul des réservoirs d'air :	97
V.22.1.Calcul de la célérité d'onde C :.....	98
V.22.2.Calcul des capacités des différents réservoirs d'air anti bélier	99
V.23. Installation du réservoir d'air anti bélier	99
Conclusion :.....	99

Chapitre VI : Organisation de chantier

Introduction :.....	100
VI.1 Sécurité du travail	100
VI.1.1. Causes des accidents de travail :	100
VI.2. Mesures préventives pour éviter les causes des accidents :.....	101
VI.3.Travaux concernant les stations de pompage :.....	101
VI.4.Réalisation des travaux concernant les stations de pompage :.....	102
VI.5.Calcul des volumes des travaux de l'adduction :.....	102
VI.5.1.Déblais d'excavation :.....	102
VI.5.2.Remblais compacté :	103
VI.6. Calcul du coût des travaux:.....	104
VI.6.1 calcul du coût des travaux de l'adduction.....	104
VI.6.2 calcul du coût des travaux de la station de pompage :.....	105
VI.8.Choix des engins de terrassement	110
VI.9. Détermination du coût total des travaux:	113
Conclusion :.....	113

LISTES DES TABLEAUX

Chapitre I : Présentation de la ville

Tableau I -1: Répartition mensuelle de la pluie moyenne annuelle.....	3
Tableau I.2 : Températures moyennes mensuelles.....	3
Tableau I -3: Vitesses moyennes mensuelles du vent.....	4
Tableau I -4: Humidité mensuelle moyenne	4
Tableau I -5: Résultats d'analyses	7

Chapitre II : Estimation des besoins en eau

Tableau II-1:Evolution de la population des quatre centres de la zone d'étude	10
Tableau II-2: Dotations aux différents horizons	12
Tableau II-3: besoin domestique des différents centres de la zone d'étude horizons 2040	12
Tableau II-4 : Détermination des besoins scolaires.....	13
Tableau II-5 : Détermination des besoins sanitaire.....	13
Tableau II-6 : Détermination des besoins socioculturels	14
Tableau II-7: Tableau récapitulatif des différentes consommations journalières	14
Tableau II-8 : Récapitulation des différents débits journaliers des quartes centres.....	16
Tableau II-9 : Répartition des débits horaires en fonction du nombre d'habitants	17
Tableau II.10 : Variation du débit horaire pour le centre de Djouahra.....	18
Tableau II-11 : Variation du débit horaire pour le centre de Rouabah	19
Tableau II-12 : Variation du débit horaire pour le centre de Beni hayi.....	20
Tableau N° II-13 : Variation du débit horaire pour le centre de Krama	21
Tableau II-14 : Bilan hydraulique pour l'année 2040	22

Chapitre III : Dimensionnement des Réservoirs

Tableau III .1: Evaluation du volume résiduel du réservoir d'alimentation. de Beni hayi.....	29
Tableau III .2 : Evaluation du volume résiduel du réservoir d'alimentation. de Djouahra	30
Tableau III -3 Tableau donnant les dimensions des réservoirs terminaux.....	34
Tableau III -4: Tableau donnant les dimensions des bâches des stations de pompage	35
Tableau III -5: Tableau donnant la dimension du réservoir tampon	35

CHAPITRE IV ETUDE D'ADDUCTION

Tableau IV.1: Valeur de M en fonction du matériau.....	47
Tableau IV.2 : Valeurs de a,b, α , en fonction du matériau.....	47
Tableau IV-3: Coefficients K', m, β pour différents types du tuya	50
Tableau IV.4 : résultats des diamètres avantageux de la conduite gravitaire de la variante N°1.....	54
Tableau IV.5: Variation des HMT en fonction du diamètre.....	55
Tableau IV.6: Variation des frais d'exploitation en fonction du diamètre.....	55
Tableau IV.7.: Variation des frais d'investissement en fonction du diamètre	56
Tableau IV.8: Bilan des frais d'investissement et d'exploitation	56
Tableau IV.9: Variation des HMT en fonction du diamètre.....	58
Tableau IV.10: Variation des frais d'exploitation en fonction du diamètre.....	59
Tableau IV.11: Variation des frais d'investissement en fonction du diamètre	59
Tableau IV.12: Bilan des frais d'investissement et d'exploitation	60
Tableau IV.13: Variation des HMT en fonction du diamètre.....	61
Tableau IV.14: Variation des frais d'exploitation en fonction du diamètre	61
Tableau IV.15: Variation des frais d'investissement en fonction du diamètre	62
Tableau IV.16: Bilan des frais d'investissement et d'exploitation	62
Tableau IV.17: résultats des diamètres avantageux de la conduite gravitaire de la variante N°2.....	66
Tableau IV.18: Variation des HMT en fonction du diamètre.....	67
Tableau IV.19: Variation des frais d'exploitation en fonction du diamètre	67
Tableau IV.20: Variation des frais d'investissement en fonction du diamètre	68
Tableau IV.21: Bilan des frais d'investissement et d'exploitation	68

Tableau IV.22 :Bilan global de la première variante.	70
Tableau IV.23 :Bilan global de la deuxième variante.	70

Chapitre V : Etude du pompage

Tableau V.1.Tableau de choix du type de bâtiment	75
Tableau V.2.: Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre.....	76
Tableau V.3. : Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre.....	78
Tableau V-4 : Courbe caractéristique de la conduite de refoulement	82
Tableau V.5 : Courbe caractéristique de la conduite de refoulement Djouahra.....	83
Tableau V.6 : Courbe caractéristique de la conduite de refoulement Beni hayi	83
Tableau V.7: Variation de la tension de vapeur d'eau en fonction de la température-.....	88
Tableau V.8: Les caractéristiques des différents tronçons de l'adduction de refoulement:.....	98
Tableau V.9:Calcul de célérité d'onde des différents tronçons de l'adduction de refoulement.....	98
Tableau V.10:Calcul de volume des différents réservoirs d'air anti bélier de l'adduction de refoulement ...	98

Chapitre VI : Organisation de chantier

Tableau VI.1: calcul du volume à excaver	103
Tableau VI.2: calcul du volume de lit de sable	103
Tableau VI.3: calcul du volume du remblai de l'adduction	104
Tableau VI.4 : Tableau de prix total des conduites	104
Tableau VII .5 : Frais total des travaux du pose de canalisation	104
Tableau VI.6: Devis des différents travaux de la station de pompage.....	107
Tableau VI.7:Devis des différents travaux de la station de reprise.....	109
Tableau VI.8:Devis des différents travaux de la station de reprise.....	113

LISTES DES FIGURES

Chapitre I : Présentation de la ville

Figure I-1 : Vu en plan de la situation géographique de la ville de tiberkanine.....	2
FIGURE I-2: Carte de zonage sismique de territoire nationale selon R.P.A.....	5
99 modifié en2443 (Source : ANBT).	5
Figure I-3 : Schéma d'une chaine de traitement classique.	9

Chapitre II : Estimation des besoins en eau

Figure II.1 : Evolution de la population.	11
--	----

Chapitre III : Dimensionnement des Réservoirs

Figure III.1 : Traversée des conduites(Gaine en fonte).....	27
Figure III.2 : Traversée des conduites(Gaine en fonte).....	35
Figure III.3 : Traversée des conduites(Gaine en fonte).....	36

CHAPITRE IV ETUDE D'ADDUCTION

Figure IV.1: Schéma du tracé de la variante N°1.....	42
Figure IV.2: Schéma du tracé de la variante N°2.....	43
Figure IV.3: Schéma du tracé de la variante N°3.....	44
Figure IV.4: Problème de charge exagérée (éclatement de la conduite).	45
Figure IV.5: Problème d'écroulement (implosion de la conduite).	46
Figure IV.6 :Bilan des frais d'investissement et d'exploitation	57
Figure IV.7 :Bilan des frais d'investissement et d'exploitation	60
Figure IV.8 :Bilan des frais d'investissement et d'exploitation	63
Figure IV.9 :Bilan des frais d'investissement et d'exploitation	69

Chapitre V : Etude du pompage

Figure V.1 : Les courbes caractéristiques de la pompe	77
Figure V-2 : Encombrement de la pompe Caprari PM 100/ 4B.....	78
Figure V.3 : Les courbes caractéristiques de la pompe	79
Figure V-2 : Encombrement de la pompe Caprari PM80/2C.....	80
Figure V.3: Point de fonctionnement de la pompe (SP N° 1)	82
Figure V.4: courbe caractéristique des conduites Beni hayi et Rouabah)	83
Figure V.5: Point de fonctionnement de la pompe (SR 1)	83
Figure V.6 : Équipements en amont et en aval de la pompe.	90

Chapitre VI : Organisation de chantier

Figure VI.1 : Pelle hydraulique.....	111
Figure VI.2 : Bulldozer	111
Figure VI.3: Chargeur	112
Figure VI.4 : Compacteur	112
Figure VI.5 : camion malaxeur	112
Figure VI.6 : Chargeur	113

Liste des planches

Planche N°1 : Schémas synoptique de l'adduction de la commune de Tiberkanine W.Ain defla

Planche N°2 : Profile en long de la conduite station de pompage- Réservoir tampon de Tiberkanine
W.Ain defla .

Planche N°3 : Profile en long de la conduite Réservoir tampon-Réservoir Rouabah W.Ain defla.

Planche N°4 : Plan de la station de pompage de la commune de Tiberkanine W.Ain defla.

Planche N°5 : Plan et coupe de réservoir de Rouabah Tiberkanine W.Ain defla.

Introduction Générale :

L'importance de l'eau pour la vie et comme composant de l'écosystème mondial n'est plus à démontrer. Cette ressource qui répond aux besoins fondamentaux de l'homme est un élément-clé du développement, en particulier pour générer et entretenir la prospérité par le biais de l'agriculture, de la pêche, de la production d'énergie, de l'industrie, des transports et du tourisme. En outre, l'eau est vitale pour tous les écosystèmes du monde. Cependant, dans les faits, nous faisons face à une crise mondiale de l'eau.

L'accroissement rapide de la population avec le développement des agglomérations, des unités industrielles et l'intensification de l'agriculture font que la demande en eau augmente d'année en année, entraînant une diminution significative des réserves et menaçant aussi la qualité des eaux superficielles et souterraines par les divers rejets.

Dans ce contexte l'objectif du présent travail contribue à l'étude de l'adduction de la commune de Tiberkanine wilaya de AIN DEFLA qui comporte quatre agglomérations Rouabah ,Djouahra,Kama et Beni hayi qui rencontre des problèmes 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 .

Le projet est composé d'une adduction mixte comportant des tronçons gravitaires et refoulements à partir de petit barrage de oued teghzelle passant par la station de traitement.

Pour l'étude de ce projet nous allons suivre les étapes suivantes :

Dans le 1^{er} chapitre nous présentons la région d'étude des points de vue géographique, climatique, démographique et hydraulique.

Dans le 2^{ème} chapitre nous allons évaluer les besoins en eau potable de nos quatre agglomérations.

Puis nous passons dans le 3^{ème} chapitre à l'étude de stockage .

Le chapitre 04 fera l'objet de l'étude technico-économique de l'adduction.

L'étude de pompage sera traitée dans le chapitre 05 avec l'étude du phénomène transitoire (coup de bélier).

Dans le chapitre 06 nous allons faire l'étude de l'organisation de chantier

Et enfin nous terminerons avec une conclusion générale.

CHAPITRE I :
PRESENTATION DE VILLE

Introduction :

Dans ce chapitre on s'intéresse à la présentation générale de l'agglomération du point de vue géographique, climatologique, géologique, et à connaître la situation Hydraulique actuelle afin de calculer le déficit à combler.

I-1.La situation géographique :

Les (04) centres (Djouahra, Rouabah, Krama et Beni Hayi) de la zone d'étude sont situés dans la ville de tiberkanine à l'est du chef-lieu de la wilaya de Chlef, elle se trouve entourée des communes d'El-Maine en son sud et de Zeddine en son est. Au nord, c'est la commune d'El-Attaf.

elle figure sur la carte d'état-major d'EL ATTAF (NJ-31-II-8 OUEST) échelle 1/50.000. Montré par la figure I-1 qui permet d'illustrer cette situation.

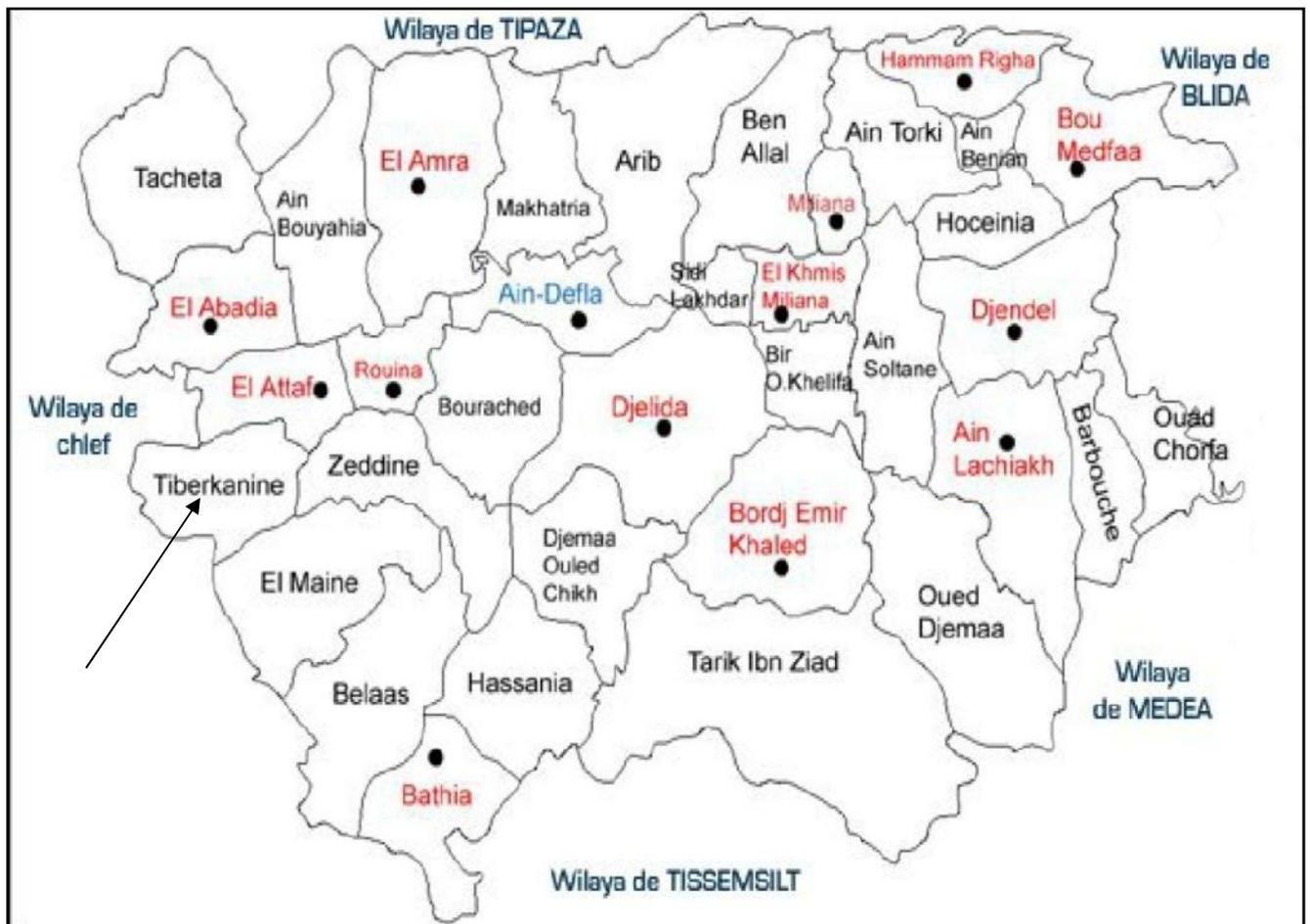


Figure I-1 : Vu en plan de la situation géographique de la ville de tiberkanine

I-2. Situation climatique :

I-2-1. Climat :

Du fait de sa situation géographique, la ville se caractérise par un climat semi-aride, qui présente les caractères principaux suivants : Un été sec et chaud, un hiver relativement humide et froid.

La saison sèche et chaude, s'étale du mois de Juin au mois d'Aout suivie d'une saison froide et humide du mois d'septembre au mois Mai.

I -2-2- Précipitations :

La répartition des précipitations est irrégulière sur l'échelle annuelle. Les observations sont fournies par le service climatologique de L'Agence Nationale des Ressources Hydrauliques (ANRH). La répartition mensuelle de la pluie moyenne annuelle est la suivante :

Tableau I -1: Répartition mensuelle de la pluie moyenne annuelle

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	Total
P(mm)	21,7	32,5	53,9	61,1	57,2	55	44	34,4	26,1	9	3,6	5,7	404,1

Source : ANRH de Blida

D'après cette répartition on distingue une saison humide de 9 mois (de Septembre Jusqu'à Mai) pendant laquelle la pluie représente 95,46 % de la pluie moyenne Annuelle et une saison sèche aux mois de Juin, Juillet et Août.

I -2-3 – Température :

La région de tiberkanine est caractérisée par un climat méditerranéen, avec un été chaud et sec et un hiver humide et froid, dont la température maximale $T_{max} = 38,3^{\circ}c$ et minimale $T_{min} = 5.36^{\circ}c$

Tableau I.2 : Températures moyennes mensuelles :

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	Moy
T_{max} (°c)	15 ,6	16,8	20,4	23,5	28,5	35,2	38,2	38,3	33	28,3	19,9	15,1	26,1
T_{min} (°c)	5,36	6,11	8,01	10,3	14	18,9	21,9	21,8	17,9	14,7	9,0	6,9	12,9
T_{moy} (°c)	9,55	10,8	13,5	16,4	20,8	26,5	29,1	29,1	24,3	20,5	13,6	13,6	18,7

Source : ANRH de Blida

I -2-4- Le Vent :

Les vents sont de fréquences différentes durant l'année et les vents dominants sont de direction sud-ouest et ouest. Surtout pendant la saison chaude.

Tableau I -3: Vitesses moyennes mensuelles du vent.

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	Moy
V _{moy} (km/h)	12,9	11,8	13,6	14,4	13,3	14,7	13,3	12,2	12,2	11,5	10,4	11,5	12,9

Source : ANRH de Blida

L'analyse de ce tableau montre une variation relative des vitesses tout le long de l'année. Elles restent faibles durant le trimestre d'octobre jusqu'à décembre, et plus forte pendant la période de mars, avril, mai, juin et juillet.

I -2-5- Humidité :

L'humidité de l'air est un élément atmosphérique aussi important que la précipitation, C'est un paramètre important du cycle hydrologique contrôlant l'évaporation du sol et la couverture végétale, elle représente un degré de saturation de l'air en vapeur d'eau.

L'exactitude de ces valeurs dépend de la précision des instruments employés.

Tableau I -4: Humidité mensuelle moyenne (%)

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	Moy
H(%)	79	82	72	68	61	57	49	50	64	72	78	82	68

Source : ANRH de Blida (Station météorologique de KHEMIS-MILIANA)

La moyenne annuelle de la région est de 68 %. Ses valeurs maximales sont atteintes en Décembre, Janvier et Février (79 à 82 %) et minimales en Juillet (49 %).

I -3- Situation Séismique :

L'Algérie est découpée en quatre zones séismiques. D'après le découpage la willaya d'Ain DEFLA se trouve dans la zone trois (III) c'est-à-dire une zone à forte séismicité.

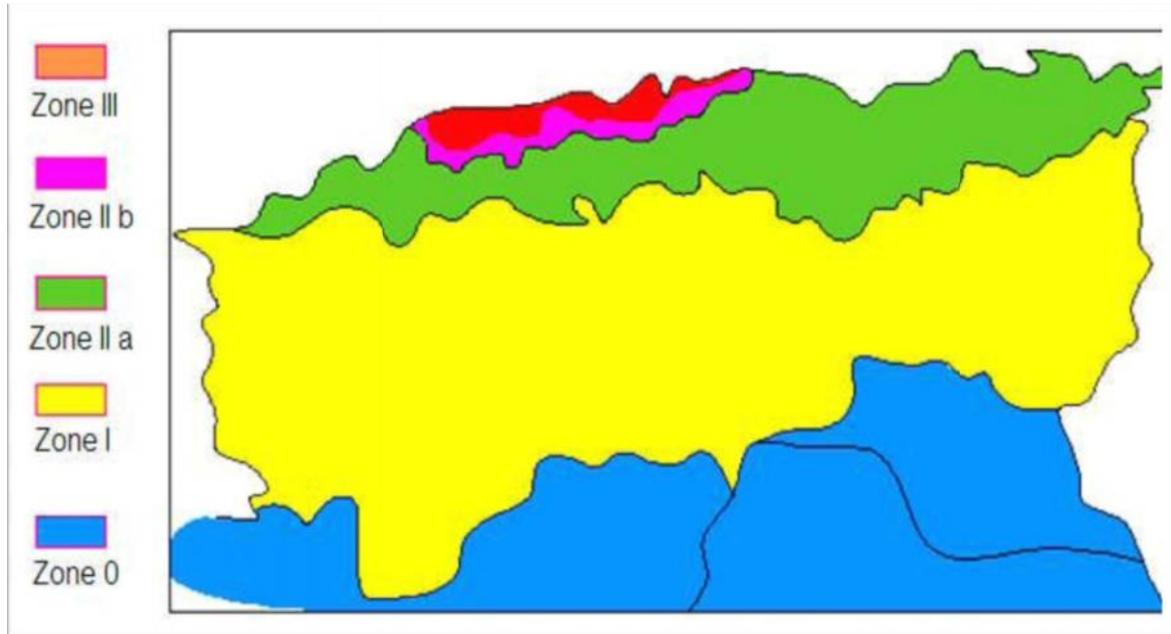


FIGURE I-2: Carte de zonage sismique de territoire national selon R.P.A 99 modifié en 2443 (Source : CGS).

I-4- SITUATION TOPOGRAPHIQUE :

La wilaya de Ain Defla est une wilaya montagneuse qui fait partie intégrante de la région du Tell, elle est formée par le massif de la Dahra au nord qui culmine au mont Zaccar (1 550 m) au nord de Miliana, par l'Ouarsenis au sud et la vallée de Chellif entre les deux massifs.

Les reliefs de la zone d'étude la ville de tiberkanine est très accidenté ces altitude varie entre 320m et 580m avec le point le plus haut est celle du centre de Djouahra 584m

I-5 Situation hydraulique :

Les quatre centres de cette étude ne sont pas suffisamment alimentés en eau potable ainsi les ouvrages existants n'assurent pas les besoins en eau pour deux centres à long terme. Les ouvrages existants ne sont pas raccordés par une conduite d'adduction et aux réseaux d'AEP.

I-5-1 OUVRAGES DE STOCKAGE EXISTANTS :

les (02) centres de la commune de notre étude disposent de deux réservoirs semi enterrés, un réservoir de 250m³ implanté sur les hauteurs du centre de Djouhara et un autre de 250m³ à Rouabah alimentant actuellement ces dernières en eau potable. La capacité totale de stockage est de (500m³).

I-5-2 LES CARACTERISTIQUES DU PETIT BARRAGE OUED Tighzel :

Elles sont comme suit :

- Capacité : 2.045.000,00 m³
- Diamètre de la conduite de vidange : 800 mm
- Diamètre de la conduite de prise : 500 mm
- Niveau plus hautes eaux NPHE : 330,48m

- Niveau normal de la retenue : NNR = 329,00m
- Niveau du volume mort : 316,15m
- Volume mort : 166.400m³

Le barrage est destiné pour l'AEP.

I-5-3 LA STATION FLOTTANTE:

La prise d'eau permet de fournir en tout temps l'eau brute de la meilleure qualité possible; la station sera équipée de trois (03) groupes électropompes immergées d'eau potable.

Pour refouler le débit sur une hauteur manométrique de **HMT= 25 m**

Deux pompes en service, la troisième en réserve.

Les pompes seront asservies par une armoire contenant les appareils de puissance et de commande. elle sera conçue en charpente métallique afin d'en minimiser le poids au maximum et permettre une meilleure flottation.

La flottation sera assurée par des flotteurs fixés sous le radier de la plate forme flottante. Le type.

I-5-3-a Poids des équipements hydromécanique :

- 03 Groupe électropompe a axe vertical (poids= 176 kg).
- 03 Cône a 2 brides (poids= 15.7 kg).
- 03 Joint de démontage auto-buté (poids= 35 kg).
- 03Clapet anti-retour (poids= 42 kg).
- 03 Robinet vanne (poids= 43 kg).
- 03 Coude 90° à 2 brides (poids= 23 kg).
- 03 Té à 3 brides (poids= 63 kg).
- 01 Plaque pleine (poids= 16.9 kg).
- 02Tuyau à 2 brides (poids= 27 kg).
- 01 Compteur (poids= 68 kg).
- 01 Bride et collet (poids= 18 kg).
- 01 Manchon électro-soudable (poids= 5.6 kg).
- 03 Manomètre (poids= 5 kg).
- 03 Fourreau perforé (poids= 20 kg).

Ce qui nous donne un poids total des équipements hydromécaniques égal a : 1450 kg

I-5-3-b Poids de la structure :

La structure sera conçue en charpente métallique et aura un poids de : 500 Kg

Le nombre de flotteur égal à : 3 flotteurs.

I-5-4 Station de traitement monobloc :

L'eau potable par définition est une eau qui ne doit avoir aucun effet négatif sur le consommateur, il doit répondre à certains critères essentiels qui sont :

- Les paramètres organoleptiques (couleur, odeur, saveur...).
- Les paramètres physico-chimiques (PH, température, chlorure, nitrate...).
- Les paramètres chimiques (substance indésirable, toxique).

Chapitre I : Présentation de la ville

- Les paramètres microbiologiques.

Si l'eau présente une anomalie sur un ou plusieurs de ces paramètres un traitement préalable à la consommation devient indispensable.

Il existe plusieurs procédés de traitements qui sont adaptés et calculés selon l'état de l'eau brute.

Les stations de traitement monobloc sont de petites usines de traitement destinées aux petites agglomérations rurales qui sont alimentées en eau à partir de forages ou de petites retenues.

La station de traitement est existante sur la rive gauche du petit barrage Oued TIGHZEL sur le même site que la station de pompage

1-5-4-a PRÉSENTATION DES RESULTATS D'ANALYSE :

Les analyses des échantillons ont été effectuées par le laboratoire d'analyse de l'ANRH/DRC, les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau I -5: Résultats d'analyses

Paramètre	Unité	Résultats	Norme
PH		8,1	6,5÷8,5
Conductivité	µs/cm	1500	2800
Résidu sec	mg/l	882	2000
Calcium	mg/l	83	200
Magnésium	mg/l	58	150
Sodium	mg/l	46	200
Potassium	mg/l	1	20
Chlorure	mg/l	135	500
Sulfates	mg/l	216	400
Bicarbonates	mg/l	198	-
Nitrates	mg/l	3,6	50
Phosphate	mg/l	0,028	1,5
Silice	mg/l	1,3	-
Matières organiques	mg/l	3,8	10
DCO	mg/l	4	-
MES à 105°	mg/l	9	-

Ainsi d'après les résultats obtenus on peut conclure que :

- L'eau ne contient pas de polluant chimique.
- Un traitement physique par décantation puis filtration serait approprié.
- Une pré-chloration ainsi qu'une post-chloration est nécessaire comme mesure préventive.

1-5-4-b PRESENTATION DU PROCEDE DE TRAITEMENT :

Le traitement d'une eau brute dépend de sa qualité, laquelle est fonction de son origine et peut varier dans le temps. L'eau à traiter doit donc être en permanence analysée car il est primordial d'ajuster le traitement d'une eau à sa composition et, si nécessaire, de le moduler dans le temps en fonction de la variation observée de ses divers composants.

Le principal objectif d'une station de traitement d'eau potable est de fournir une eau qui satisfait à un ensemble de normes de qualité à un prix raisonnable pour le consommateur.

Une chaîne de traitement classique présente plusieurs étapes schématisées dans la figure suivante :

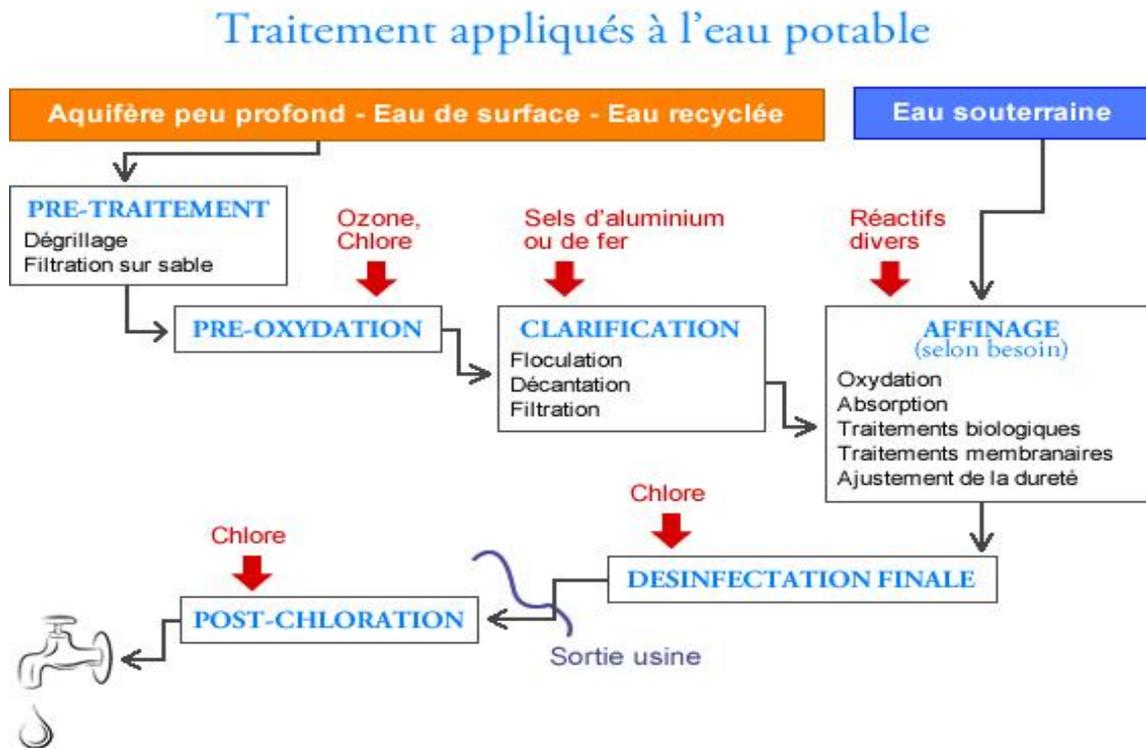


Figure I-3 : Schéma d'une chaîne de traitement classique.

Conclusion :

Le site de notre zone d'étude a un climat méditerranéen, avec un été chaud et sec et un hiver humide et froid une topographie relativement accidentée et du côté démographique il est caractérisé par un taux d'accroissement faible. Dans ce chapitre nous avons défini les données nécessaires concernant notre région du Point de vue topographie, climatologique, démographique ainsi que la situation hydraulique actuelle.

Ces données nous serviront pour entamer notre étude du projet.

CHAPITRE II :

ESTIMATION DES BESOINS EN
EAU

Introduction :

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

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

Ce qui fait l'objet du présent pour un horizon d'étude de 2040.

II -1. Estimation de la population des quatre centres de la ville de Tiberkanine:

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

Le nombre de la population est estimé sur la base des statistiques de la

Population correspondante au résultat du recensement général de la population et de l'habitat (RGPH) de 2008 selon la relation des croissances continues donnée par la relation suivante :

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

P_n : population à l'horizon de calcul (2040).

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

r : taux d'accroissement démographique.

n : nombre d'années séparant l'année de recensement et l'horizon de calcul. La population des quatre centres de la ville de Tiberkanine selon le RGPH 2008 (ONS) est de 10580 habitants avec un taux d'accroissement 1.5 %

Horizons Centres	Référence	Court terme		Moyen terme		Long terme	
	2008	2014	2020	2025	2030	2035	2040
DJOUAHRA	2256	2467	2698	2906	3131	3274	3634
ROUABAH	6400	6998	7652	8244	8881	9567	10306
BENI HAYI	1044	1142	1249	1345	1449	1561	1682
KRAMA	880	963	1052	1134	1222	1316	1418
						TOTAL	17040

Tableau II-1: Evolution de la population des quatre centres de la zone d'étude:

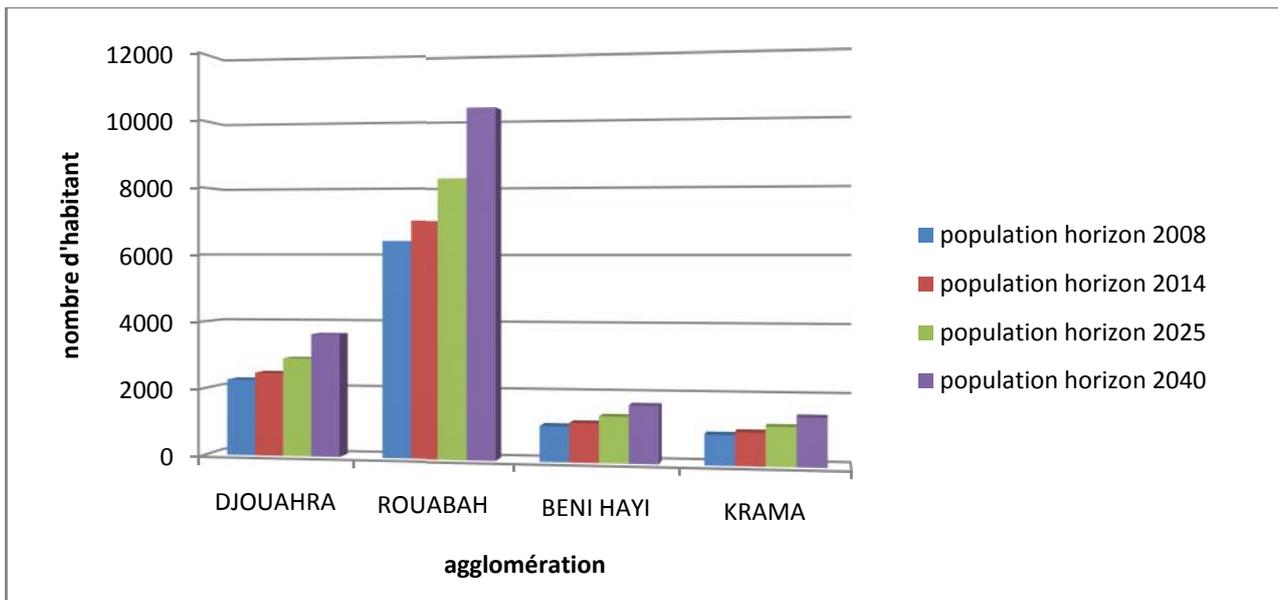


Figure II.1 : Evolution de la population.

II -2. Estimation des besoins :

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

- La population à desservir.j
- Les besoins par habitants.

II -2-1. Estimation de la consommation moyenne journalière($Q_{moy,j}$) :

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

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

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

N : nombre de consommateur par catégorie.

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

i : nombre de catégorie (équipement, habitants).

II -2-2.Choix de la dotation hydrique:

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

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

Dans notre étude nous prenons une dotation de 200 l/j/hab selon la source DRE aindefla

Tableau II-2: Dotations aux différents horizons

Horizon	2014	2020	2025	2040
Dotations (l/j/hab.)	200	200	200	200

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

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

Tableau II-3: besoin domestique des différents centres de la zone d'étude horizons 2040

Centres	Djouahra	Rouabah	Beni hayi	Krama
nombre habitation	3634	10306	1682	1418
Dotation (l/ j/ hab.)	200	200	200	200
Unités	m3/j	m3/j	m3/j	m3/j
Consommation domestique moyenne	726.8	2061.2	336.4	283.6

II -2-4.Calcul des besoins en scolaire:

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

Tableau II-4 : Détermination des besoins scolaires :

localité	Ecoles	Nombre d'élèves	Dotation (l/j/élève)	Débit (m ³ /j)	Total (m ³ /j)
Djouahra	02 primaires	300	10	3	3
Rouabah	03 primaires	700	10	7	9
	01 CEM	200	10	2	
Beni hayi	01 primaires	150	10	1.5	1.5
Krama	01 primaires	150	10	1.5	1.5
Total					15

II -2-5 Besoins sanitaire :

Les divers équipements sanitaires des localités concernées, leurs dotations et les débits journaliers correspondant sont résumés dans le tableau II-5 :

Tableau II-5 : Détermination des besoins sanitaire :

localité	Types d'équipement	Surface (m ²)	Dotation (l/j/ m ²)	Débit (m ³ /j)
Djouahra	Centre de santé	240	15	3.6
Rouabah	Centre de santé	420	15	6.3
Beni hayi	Centre de santé	120	15	1.8
Krama	Centre de santé	120	15	1.8
Total				13.5

II -2-6 Besoins socioculturels :

Les équipements socioculturels et leurs besoins en eau sont présentés dans le tableau II.6 :

Tableau II-6 : Détermination des besoins socioculturels :

localité	Types d'équipement	Nombre d'utilisateur	Dotation (l/j/usager)	Débit (m ³ /j)	Total (m ³ /j)
Djouahra	02 Mosqué	600	10	6	6
Rouabah	03 Mosqué	1200	10	12	12.25
	01 Stade	50	5	0.25	
Beni hayi	01 Mosqué	400	10	4	4
Krama	01 Mosqué	300	10	3	3
Total					25.25

II-2-7 Récapitulatif des différentes consommations journalières :

Les besoins de différentes consommations calculées ci-avant sont regroupés dans le tableau II.8

Tableau II-7: Tableau récapitulatif des différentes consommations journalières.

localité	Besoins Domestique (m ³ /j)	Besoins Scolaires (m ³ /j)	Besoins Sanitaires (m ³ /j)	Besoins socioculturel (m ³ /j)	Débit total (m ³ /j)
Djouahra	726.8	9	3.6	6	745.4
Rouabah	2061.2	3	6.3	12.25	2082.75
Beni hayi	336.4	1.5	1.8	4	343.7
Krama	283.6	1.5	1.8	3	289.9
Total					3461.75

A l'horizon 2040, les besoins moyens journaliers totaux des communes concernées sont estimés à **3461.75 m³/j**, soit un débit de **40.10 l/s**.

II -3.Variations de la consommation journalière :

Nous avons deux variations de consommations par jour sont les suivantes

II -3-1. Consommation maximale journalière :

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

$$K_{\max j} = \frac{Q_{\max j}}{Q_{\text{moy } j}}$$

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

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

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

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

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

II-3-2. Consommation minimale journalière :

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

$$K_{\min j} = \frac{Q_{\min j}}{Q_{\text{moy } j}}$$

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

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

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

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

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

II-3-3.Calcul des pertes :

Il faut prendre en considération un coefficient de majoration, allant de 15% à 30% pour les différentes évaluations des besoins à travers les différents horizons pour faire face à des fuites dans le réseau, et pour notre étude on va prendre une valeur du taux de fuite égale à 30% .

Tableau II-8 : Récapitulation des différents débits journaliers des quartes centres :

localité	Djouahra	Rouabah	Beni hayi	krama
Unités	m ³ /j	m ³ /j	m ³ /j	m ³ /j
Consommation totale moyenne	745.4	2082.75	343.7	289.9
Kmin j	0.8	0.80	0.80	0.80
Q minj	596.32	1666.2	274.96	231.92
Kmax j	1.20	1.20	1.20	1.20
Q maxj	894.48	2499.3	412.44	347.88
Q pertes	268.34	749.8	123.74	104.36
Q maxj total	1162.82	3249.1	536.18	452.24

Les besoins totales de notre agglomération est un débit de 5400.34 m³/j , soit un débit de 62.51 l/s.

II-4- Variation de la consommation horaire :

Dans la présente étude, pour la détermination du débit de pointe, la méthode donnant la fraction de la variation horaire de la consommation totale dans divers centres d'agglomération en se basant sur Tableau II-9 a été retenue.

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

Etant donné que la zone d'étude comprend quatre localités, la répartition horaire du débit maximum journalier sera faite pour chacune d'elles.

Tableau II-9 : Répartition des débits horaires en fonction du nombre d'habitants

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

Tableau II.10 : Variation du débit horaire pour le centre de Djouahra

Heures (h)	Consommation $Q_{\max} \cdot j = 1162,82 \text{ m}^3/\text{j}$		la consommation cumulée (intégral)	
		m^3/h		m^3/h
0_1	1	11,6282	1	11,6282
1_2	1	11,6282	2	23,2564
2_3	1	11,6282	3	34,8846
3_4	1	11,6282	4	46,5128
4_5	2	23,2564	6	69,7692
5_6	3	34,8846	9	104,6538
6_7	5	58,141	14	162,7948
7_8	6,5	75,5833	20,5	238,3781
8_9	6,5	75,5833	27	313,9614
9_10	5,5	63,9551	32,5	377,9165
10_11	4,5	52,3269	37	430,2434
11_12	5,5	63,9551	42,5	494,1985
12_13	7	81,3974	49,5	575,5959
13_14	7	81,3974	56,5	656,9933
14_15	5,5	63,9551	62	720,9484
15_16	4,5	52,3269	66,5	773,2753
16_17	5	58,141	71,5	831,4163
17_18	6,5	75,5833	78	906,9996
18_19	6,5	75,5833	84,5	982,5829
19_20	5	58,141	89,5	1040,7239
20_21	4,5	52,3269	94	1093,0508
21_22	3	34,8846	97	1127,9354
22_23	2	23,2564	99	1151,1918
23_24	1	11,6282	100	1162,82
total		1162.82		

Le débit pointe $Q_{\max, h}$ pour la localité Djouahra est de **75.58 m³/h** et survient entre 12h et 14h.

Tableau II-11 : Variation du débit horaire pour le centre de Rouabah

Heures (h)	Consommation $Q_{\max} \cdot j = 3249.1 \text{ m}^3/j$		la consommation cumulée (intégral)	
		m^3/h		m^3/h
0_1	1,5	48,7365	1,5	43,113
1_2	1,5	48,7365	3	86,226
2_3	1,5	48,7365	4,5	129,339
3_4	1,5	48,7365	6	172,452
4_5	2,5	81,2275	8,5	244,307
5_6	3,5	113,7185	12	344,904
6_7	4,5	146,2095	16,5	474,243
7_8	5,5	178,7005	22	632,324
8_9	6,25	203,06875	28,25	811,9615
9_10	6,25	203,06875	34,5	991,599
10_11	6,25	203,06875	40,75	1171,2365
11_12	6,25	203,06875	47	1350,874
12_13	5	162,455	52	1494,584
13_14	5	162,455	57	1638,294
14_15	5,5	178,7005	62,5	1796,375
15_16	6	194,946	68,5	1968,827
16_17	6	194,946	74,5	2141,279
17_18	5,5	178,7005	80	2299,36
18_19	5	162,455	85	2443,07
19_20	4,5	146,2095	89,5	2572,409
20_21	4	129,964	93,5	2687,377
21_22	3	97,473	96,5	2773,603
22_23	2	64,982	98,5	2831,087
23_24	1,5	48,7365	100	2874,2
Total		3249,1		

Le débit pointe $Q_{\max,h}$ pour la localité Rouabah est de **203.07** m^3/h et survient entre 8h et midi.

Tableau II-12 : Variation du débit horaire pour le centre de Beni hayi

Heures (h)	Consommation $Q_{\max} \cdot j = 536.18 \text{ m}^3/j$		la consommation cumulée (intégral)	
		m^3/h		m^3/h
0_1	1	5,3618	1	5,3618
1_2	1	5,3618	2	10,7236
2_3	1	5,3618	3	16,0854
3_4	1	5,3618	4	21,4472
4_5	2	10,7236	6	32,1708
5_6	3	16,0854	9	48,2562
6_7	5	26,809	14	75,0652
7_8	6,5	34,8517	20,5	109,9169
8_9	6,5	34,8517	27	144,7686
9_10	5,5	29,4899	32,5	174,2585
10_11	4,5	24,1281	37	198,3866
11_12	5,5	29,4899	42,5	227,8765
12_13	7	37,5326	49,5	265,4091
13_14	7	37,5326	56,5	302,9417
14_15	5,5	29,4899	62	332,4316
15_16	4,5	24,1281	66,5	356,5597
16_17	5	26,809	71,5	383,3687
17_18	6,5	34,8517	78	418,2204
18_19	6,5	34,8517	84,5	453,0721
19_20	5	26,809	89,5	479,8811
20_21	4,5	24,1281	94	504,0092
21_22	3	16,0854	97	520,0946
22_23	2	10,7236	99	530,8182
23_24	1	5,3618	100	536,18
Total		536,18		

Le débit pointe $Q_{\max, h}$ pour la localité Rouabah est de **37.53** m^3/h et survient entre 12h et 14h.

Tableau N° II-13 : Variation du débit horaire pour le centre de Krama

Heures (h)	Consommation $Q_{max} \cdot j = 452,24 \text{ m}^3/j$		la consommation cumulée (intégral)	
		m^3/h		m^3/h
0_1	1	4,5224	1	4,5224
1_2	1	4,5224	2	9,0448
2_3	1	4,5224	3	13,5672
3_4	1	4,5224	4	18,0896
4_5	2	9,0448	6	27,1344
5_6	3	13,5672	9	40,7016
6_7	5	22,612	14	63,3136
7_8	6,5	29,3956	20,5	92,7092
8_9	6,5	29,3956	27	122,1048
9_10	5,5	24,8732	32,5	146,978
10_11	4,5	20,3508	37	167,3288
11_12	5,5	24,8732	42,5	192,202
12_13	7	31,6568	49,5	223,8588
13_14	7	31,6568	56,5	255,5156
14_15	5,5	24,8732	62	280,3888
15_16	4,5	20,3508	66,5	300,7396
16_17	5	22,612	71,5	323,3516
17_18	6,5	29,3956	78	352,7472
18_19	6,5	29,3956	84,5	382,1428
19_20	5	22,612	89,5	404,7548
20_21	4,5	20,3508	94	425,1056
21_22	3	13,5672	97	438,6728
22_23	2	9,0448	99	447,7176
23_24	1	4,5224	100	452,24
Total		452,24		

Le débit pointe $Q_{max,h}$ pour la localité Rouabah est de **31.66** m^3/h et survient entre 12h et 14h.

II-5. Bilan pour la situation hydraulique et le problématique :

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.

Pour les deux centres d'étude Djouahra et Rouabah qui ont 2 réservoirs de 250 m³.

voilà le tableau qui présente le bilan hydraulique pour les quartes centres d'étude pour l'année 2040.

Tableau II-14 : Bilan hydraulique pour l'année 2040 :

Centre	Capacité disponible m ³	Consommation max,j m ³ /j	Capacité théorique m ³	Déficit m ³
Djouahra	250	1162.82	581.41	-331.41
Rouabah	250	3249.1	1624.55	-1374.55
Krama	0	452.4	226.2	-226.2
Beni hayi	0	536.18	268.09	-268.09

Conclusion :

On a constaté que l'alimentation en eau potable pour les quartes centres de la zone d'étude est n'est pas assuré pour l'année 2040 avec un débit total de 5400,34 m³/j , donc on a opté pour un transfert à partir de petit barrage de oued teghzelle vers ces derniers .

CHAPITRE III :

Dimensionnement des réservoirs

CHAPITRE III DIMENSIONNEMENT DES RESERVOIRS

Introduction :

Les réservoirs sont en général nécessaires pour pouvoir alimenter convenablement une agglomération en eau potable .Dans ce chapitre nous allons déterminer le volume et les dimensions des différents réservoirs (bâches de reprise et réservoirs d'alimentation)de telle façon qu'on assure le meilleur fonctionnement des réseaux.

III.1. Rôles des réservoirs :

- Rôle de volant c'est-à-dire que le réservoir relie deux régimes différents, régime constant donné par la pompe et variable donné par l'agglomération.
- Rôle d'emmagasinement c'est-à-dire le réservoir est rempli pendant les heures creuses de consommation et se vide pendant les fortes consommations.
- Rôle de réservoir d'équilibre dans le cas où le réservoir principal n'arrive pas à satisfaire l'extension de l'agglomération du point de vue débit et pression.
- Rôle de réserve d'incendie c'est-à-dire que le réservoir jouera un rôle de bache d'incendie.
- Rôle de brise charge généralement dans les agglomérations à distribution étagée.

III.2. Prescriptions sanitaires

Hormis leurs rôles précédemment cités, les réservoirs doivent répondre aux prescriptions sanitaires ci-après :

- Les ouvrages de stockage doivent être conçus et exploités de manière à éviter une stagnation prolongée de l'eau d'alimentation.
- Les réservoirs doivent être protégés contre toute pollution externe et contre les élévations importantes de température.
- Ils doivent être faciles d'accès et leur installation doit permettre de vérifier en tout temps leur étanchéité.
- Ils doivent être munis d'un dispositif permettant une prise d'échantillon d'eau à l'amont et à l'aval immédiat du réservoir.
- L'ensemble des matériaux constituant les réservoirs ne doit ni se désagréger ni communiquer à l'eau des saveurs ou des odeurs désagréables.
- Après chaque intervention susceptible de contaminer l'eau contenue dans les réservoirs et, de toute façon au moins une fois par an, les réservoirs sont vidés, nettoyés et désinfectés.
- En plus des prescriptions citées ci-avant, les réservoirs à surface libre doivent être fermés par un dispositif amovible à joints étanches.
- Les orifices de ventilation sont protégés contre l'entrée des insectes et des petits animaux par un dispositif approprié (grillage métallique inoxydable à mailles d'un millimètre au maximum).

CHAPITRE III DIMENSIONNEMENT DES RESERVOIRS

III.3. Critères du choix d'emplacement et d'implantation des réservoirs

Pour le meilleur choix de l'emplacement des réservoirs, nous devons tenir compte de certaines considérations techniques et économiques :

- Il est préférable que l'emplacement puisse permettre une distribution gravitaire.
- l'emplacement choisi pour les réservoirs de façon qu'il soit compatible avec l'un des rôles qu'il doit jouer, c.à.d. assurer aux abonnées une pression suffisante.

En conséquence, l'altitude de la cuve est plus précisément, son radier doit se situer à un niveau supérieur à la plus haute cote piézométrique exigée sur l'adduction.

III.4. Classification des réservoirs [3]

On peut classer les réservoirs en plusieurs catégories :

D'après la nature des matériaux de construction, on distingue :

- Les réservoirs en maçonnerie
- Les réservoirs en béton arme ou ordinaire

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

- Enterrées
- Semi-enterrés
- Surélève

D'après leurs formes :

- Circulaires
- Rectangulaires
- Carrés

III.5. Critères de Choix du type de réservoir

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

Le choix du réservoir dépend des :

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

III.6. Equipements du réservoir [2]

Un réservoir unique ou compartimenté doit être équipé :

- d'une conduite d'arrivée ou d'alimentation ;
- d'une conduite de départ ou de distribution ;
- d'une conduite de vidange ;
- d'une conduite de trop-plein ;
- d'une conduite by-pass

Toutes ces conduites doivent normalement aboutir dans une chambre de manœuvre. La traversée des parois des réservoirs par les diverses canalisations peut s'effectuer, soit à l'aide des gaines

CHAPITRE III DIMENSIONNEMENT DES RESERVOIRS

étanches comprenant un corps en fonte muni de cannelures extérieures et de deux brides de raccordement, soit au moyen de manchons et viroles à double bride.

(Voire figure III.1 page 27)

III.6.1. Conduite d'arrivée ou d'alimentation

Cette conduite pourra être alimentée soit gravitairement soit par refoulement.

Dans les deux cas, cette conduite arrive à la cuve soit :

- Par le haut (sur verse) noyée ou dénoyée.
- Par le bas : côte latéral ou par le fond.

III .6.2. Conduite de départ ou de distribution

Cette conduite est placée à l'opposé de la conduite d'arrivée à quelques cm (0.15 à 0.2m) au-dessus du radier pour éviter l'entrée des matières en suspension qui éventuellement pourrait se décompter dans la cuve.

L'extrémité est munie d'une 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 survitesse se manifestera dans la conduite.

III .6.3 . Conduite de trop-plein

Cette conduite permet d'évacuer l'excès d'eau qui arrive au réservoir. Elle est destinée à empêcher l'eau de dépasser le niveau maximal, elle se termine par un système simple bout à emboîtement, Cette conduite ne comportera pas de robinet sur son parcours.

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

III .6.4 . Conduite de vidange

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

À cet effet, le radier du réservoir est réglé en pente vers son origine, elle est raccordée à la conduite du trop-plein et comporte un robinet vanne.

III .6.5. Conduite by-pass

Cette conduite relie la Conduite de départ et la Conduite d'arrivée en cas ou le réservoir est unique c'est-à-dire en cas 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). (Voire figure III.1 page27)

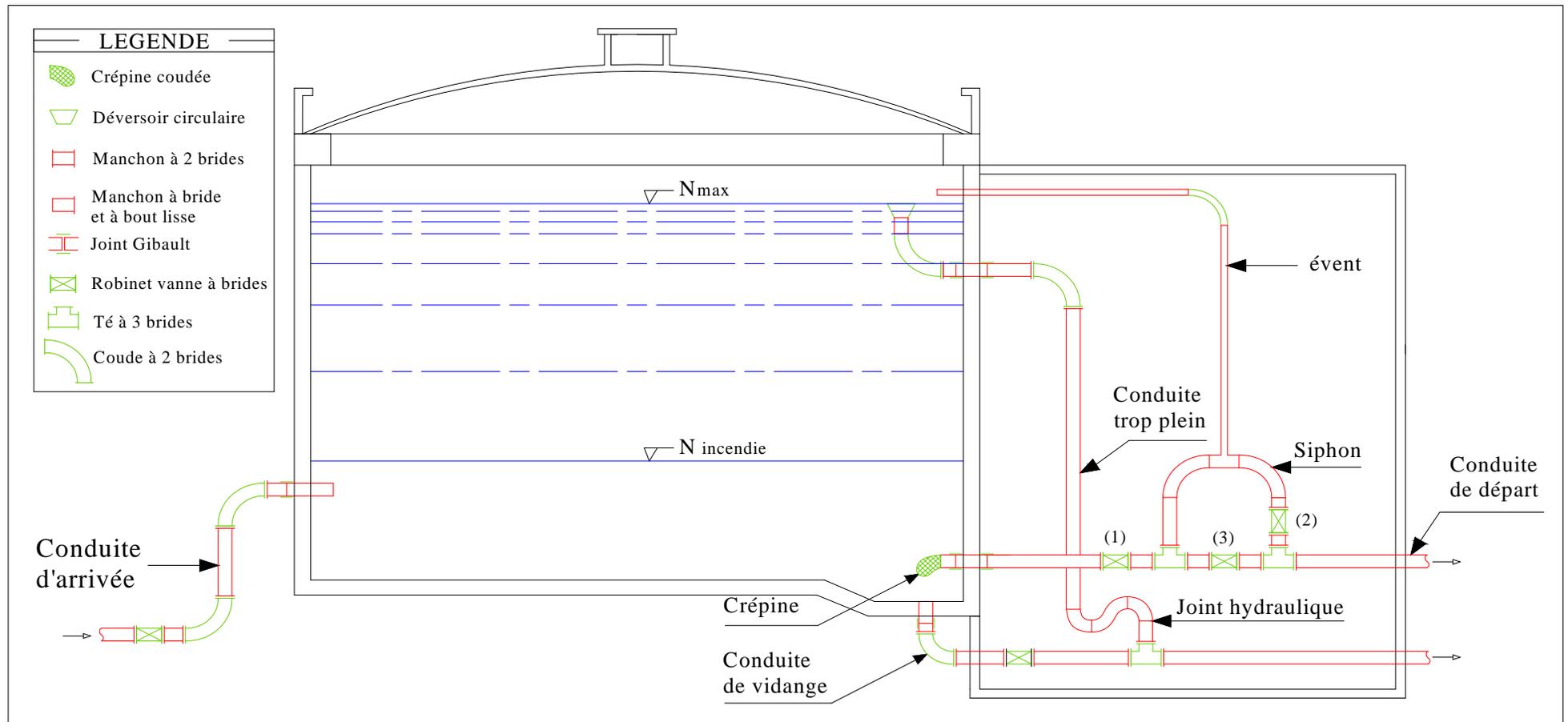
CHAPITRE III DIMENSIONNEMENT DES RESERVOIRS

III .6.6. Matérialisation de la réserve d'incendie

C'est une disposition spéciale de la tuyauterie qui permet d'interrompre l'écoulement une fois le niveau de la réserve d'incendie est atteint. Nous distinguons le :

- Système à deux prises dont la réserve n'est pas renouvelable.
- Système à siphon qui a l'avantage de renouveler constamment la réserve d'incendie.

CHAPITRE III DIMENSIONNEMENT DES RESERVOIRS



CHAPITRE III DIMENSIONNEMENT DES RESERVOIRS

III .7 Calcul de la capacité des réservoirs :

Pour notre projet, nous avons projeté (02 bâches et 2 réservoir d'alimentation et un réservoir tampon) cinq ouvrages hydrotechniques, la capacité des réservoirs 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.

III .7.1.La méthode analytique :

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

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

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 :

$$V_T = V_r + V_{\text{inc}} \quad \text{(III .2)}$$

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

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

III .7.2 Méthode graphique :

Cette méthode tient compte de la courbe de consommation totale (intégrale) déduite à partir de coefficients de variation horaires de la consommation, et la courbe d'apport du débit pompé en fonction de la durée de pompage (basée sur le traçage des courbes de la consommation et l'apport de la station de pompage), en additionnant en valeur absolue les écarts de deux extremums de la courbe de consommation par rapport à celle d'apport, on obtiendra le résidu maximal journalier.

Donc :

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

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

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

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

Dans notre étude nous utilisons la méthode graphique.

III .7.3 Cas d'un remplissage par refoulement :

III .7.3.a Estimation de la capacité totale des réservoirs par la méthode analytique :

CHAPITRE III DIMENSIONNEMENT DES RESERVOIRS

1-Réservoir de Beni hayi :

Tableau III .1: Evaluation du volume résiduel du réservoir d'alimentation. de Beni hayi

Heures	Apports	Distribution (%)	Surplus	Deficit (%)	Résidu (%)
00 - 01	0	1	-	1	8
01-02	0	1	-	1	7
02-03	0	1	-	1	6
03-04	0	1	-	1	5
04-05	5	2	3	-	8
05-06	5	3	2	-	10
06-07	6	5	1	-	11
07-08	4	6,5	-	2,5	8.5
08-09	5	6,5	-	1,5	7
09-10	5	5,5	-	0,5	6.5
10-11	5	4,5	0,5	-	7
11-12	5	5,5	-	0,5	6.5
12-13	5	7	-	2	4.5
13 - 14	5	7	-	2	2.5
14 - 15	5	5,5	-	0,5	2
15 - 16	5	4,5	0,5	-	2.5
16 - 17	6	5	1	-	3.5
17 - 18	4	6,5	-	2,5	1
18 - 19	5	6,5	-	1,5	-0.5
19 - 20	6	5	1	-	0.5
20 - 21	4	4,5	-	0,5	0
21 - 22	5	3	2	-	2
22 - 23	5	2	3	-	5
23 - 00	5	1	4	-	9
Total	100%	100%	--	--	--

Calcul de la capacité total du réservoir d'alimentation:

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

$$R_{\max} = 11 + 0.5 = 11.5$$

$$\text{Le volume résiduel sera : } V_r = \frac{11.5 * 536.18}{100} = \mathbf{61,66m^3}$$

$$\text{La capacité totale sera : } V_t = 61,66 + 120 = \mathbf{181,66m^3}$$

CHAPITRE III DIMENSIONNEMENT DES RESERVOIRS

La capacité normalisée sera : $V_n = 200 \text{ m}^3$.

2- réservoir Djouahra :

Tableau III .2 : Evaluation du volume résiduel du réservoir d'alimentation. de Djouahra

Heures	Apports	Distribution (%)	Surplus	Deficit (%)	Résidu (%)
00 - 01	0	1	-	1	8
01-02	0	1	-	1	7
02-03	0	1	-	1	6
03-04	0	1	-	1	5
04-05	5	2	3	-	8
05-06	5	3	2	-	10
06-07	5	5	-	0	10
07-08	5	6.5	-	1,5	8.5
08-09	5	6.5	-	1,5	7
09-10	5	5.5	-	0,5	6.5
10-11	5	4.5	0,5	-	7
11-12	5	5.5	-	0,5	6.5
12-13	5	7	-	2	4.5
13 - 14	5	7	-	2	2.5
14 - 15	5	5.5	-	0,5	2
15 - 16	5	4.5	0,5	-	2.5
16 - 17	5	5	-	0	2.5
17 - 18	5	6.5	-	1,5	1
18 - 19	5	6.5	-	1,5	-0.5
19 - 20	5	5	-	0	-0.5
20 - 21	5	4.5	-	0,5	0
21 - 22	5	3	2	-	2
22 - 23	5	2	3	-	5
23 - 00	5	1	4	-	9
Total	100%	100%	--	--	--

Calcul de la capacité total théorique du réservoir d'alimentation:

$$R_{\max} = 0.5 + 10 = 10.5$$

$$\text{Le volume résiduel sera : } V_r = \frac{10.5 * 1162.82}{100} = 122.096 \text{ m}^3$$

$$\text{La capacité totale sera : } V_t = 122.096 + 120 = 242.0961$$

CHAPITRE III DIMENSIONNEMENT DES RESERVOIRS

❖ Calcul du volume du réservoir à projeté:

$$V_{total} = V_{théorique} - V_{disponible}$$

$$V_{total} = 242.0961 - 250$$

$$V_{total} = -7.90\text{m}^3$$

Donc le réservoir existant de Djouahra de 250 m³ est suffisant pour l'alimentation de ce dernier pour l'horizon 2040.

III .7.4 Cas d'un remplissage gravitaire :

Il est bien évident que si $Q_a \geq K_p.Q_{moy,h}$, le débit d'alimentation peut à chaque instant satisfaire la demande et le réservoir est inutile.

Le réservoir qui est alimenté gravitairement à partir du réservoir tampon leurs capacités est calculées par la méthode analytique.

Cette méthode consiste à calculer le volume totale du réservoir en se basant sur la formule (III .4):

$$V = 24Q_a + [N (K_p Q_{moy,h} - Q_a)] (\text{m}^3) \quad (\text{III .4})$$

Avant d'utiliser la formule précédente on doit d'abord vérifier que :

$$Q_{moy,h} < Q_a \leq K_p Q_{moy,h}$$

❖ Réservoir de Rouabah :

$$Q_a = Q_{max,j} = 3249.1 \text{ m}^3/\text{j} = 135.38 \text{ m}^3/\text{h} ;$$

$$- Q_{moy,h} = 138.38 \text{ m}^3/\text{h} ;$$

$$- K_p Q_{moy,h} = Q_{max,h} = 203.07 \text{ m}^3/\text{h}.$$

$$135.08 \text{ m}^3/\text{h} < 135.38 \leq 203.07 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$- N = 4 \text{ heures (entre 8h et midi)}$$

$$V_r = 12 * 135.38 + [4(203.07 - 135.38)] = 1895.32 \text{ m}^3$$

$$V_T = V_r + V_{inc} = 1895.32 + 120 = 2015.32 \text{ m}^3$$

$$V_t = V_{théorique} - V_{disponible}$$

$$V_t = 2015.32 - 250$$

$$V_{t_r} = 1765.32 \text{ m}^3$$

La capacité normalisée sera : $V_n = 2000 \text{ m}^3$

III .7.5 Estimation de la capacité des bâches des stations de pompage et le réservoir tampon :

1-Calcul du volume tampon :

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

CHAPITRE III DIMENSIONNEMENT DES RESERVOIRS

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

Avec :

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

T : Temps entre deux démarrages successifs de la pompe T= 45 min.

2-Volume de sécurité :

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

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

Avec :

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

Le volume d'eau écoule pendant dt sera :

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

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

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

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

En intégrant cette équation entre 0 et 900 on obtient :

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

3-Volume correspondant au signal d'alarme :

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

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

Avec :

h : hauteur de la bache d'aspiration.

IV-7-6.Calcul pour la bache de SP1 :

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

$$Q_{\text{exp}} = 0,0625 \text{ m}^3/\text{s}.$$

1- Volume tampon :

$$Vt = \frac{Q.T}{4} \quad \rightarrow \quad Vt = \frac{0.0625 * 45 * 60}{4} = 42.19 \text{ m}^3$$

2-Volume de sécurité :

$$V_S = (Q.t - Q.t^2/2.T)_0^{900} \quad \rightarrow \quad V_S = 46.88 \text{ m}^3$$

3-Volume correspondant au signal d'alarme :

$h_a = 10$ cm

$$\text{Sa section : } S = \frac{V_S + Vt}{h}$$

Avec : h = 4m

$$S = (42.19 + 46.88) / 4 = 22.27 \text{ m}^2$$

CHAPITRE III DIMENSIONNEMENT DES RESERVOIRS

Le volume sera : $V_a = h_a \cdot S = 0,1 \cdot 22,27 = 2,23 \text{ m}^3$ donc : $V_a = 2,23 \text{ m}^3$

Le volume total de la bête est :

$$V = V_t + V_s + V_a \quad V = 91,3 \text{ m}^3$$

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

IV-7-7. Calcul pour la bête de SP2 :

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

$$Q_{\text{exp}} = 0,01966 \text{ m}^3/\text{s}.$$

1- volume tampon :

$$V_t = \frac{0,01966 \cdot 45 \cdot 60}{4} = 13,27 \text{ m}^3$$

2-Volume de sécurité :

$$V_s = (Q \cdot t - Q \cdot t^2 / 2 \cdot T)_0^{900} \rightarrow V_s = 14,75 \text{ m}^3$$

3-Volume correspondant au signal d'alarme :

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

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

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

$$S = (14,75 + 13,27) / 3 = 9,34 \text{ m}^2$$

$$\text{Le volume sera : } V_a = h_a \cdot S = 0,1 \cdot 9,34 = 0,93 \text{ m}^3 \quad \text{donc : } V_a = 0,93 \text{ m}^3$$

Le volume total de la bête est :

$$V = V_t + V_s + V_a \quad V = 28,95 \text{ m}^3$$

Donc : Le volume normalisé de la bête sera : $V = 50 \text{ m}^3$.

IV.7.8 Dimensionnement du réservoir tampons :

Le réservoir tampon sert à transiter le débit refoulé par (SP1) gravitairement vers les réservoirs des localités situées à l'aval c'est-à-dire le réservoir de Rouabah et réseaux de krama, ainsi que la station de pompage (SP2).

Le volume de (R_T) sera déterminé selon formule suivant :

$$V_t = \frac{Q_{tr}}{2} \cdot t \quad \text{(III .6)}$$

$$V_t = \left(\frac{225,02}{2} \right) \cdot 4 = 450,03 \text{ (m}^3\text{)}$$

Avec :

Q_{tr} : débit transite ($Q_{tr} = 225,02 \text{ m}^3/\text{h}$).

t : le temps de stockage (t = 4 heures)

$$V : 450,03 \text{ m}^3$$

CHAPITRE III DIMENSIONNEMENT DES RESERVOIRS

On opte pour un réservoir de capacité égale à **500 m³** situé sur une altitude de **534.19 m NGA**.

III.7.9 Forme des réservoirs :

La hauteur optimale d'eau utile est située généralement entre 3 et 6 m. Cette hauteur peut atteindre 7 à 8 m dans les grandes ouvrages.

1. Le diamètre D de la cuve :

$$V = S * H = \frac{f * D^2}{4} * H \rightarrow D = \sqrt{\frac{4 * V}{f * H}} \quad (\text{III.7})$$

On calcule le diamètre de la cuve utilisant la formule (III.7)

2. Réévaluation de la hauteur d'eau h :

$$h = \frac{4 * Vn}{f * D^2} \quad (\text{III.8})$$

3. la section de la cuve :

La section de la cuve est donnée en se basant sur la formule suivante :

$$S = \frac{Vn}{h} \quad (\text{III.9})$$

4. La hauteur totale H du réservoir :

La hauteur du réservoir est donnée par la formule (III.9) :

$$H = h + R \text{ (m)} \quad (\text{III.9})$$

5. La hauteur de la réserve d'incendie :

Par suite la hauteur de la réserve d'incendie est donnée par la formule (III.10) :

$$h_{\text{inc}} = \frac{v_{\text{inc}}}{s} \quad (\text{III.10})$$

Les dimensions des différents réservoirs terminaux sont portées dans le tableau III.3:

Réservoirs a projeté	Volume (m ³)	D (m)	h (m)	S (m ²)	H _{inc} (m)	R (m)	H (m)
Rouabah	2000	24	4.42	452.39	0.27	0.58	5
Beni hayi	200	8	4	50.27	2.39	0.5	4.5

Tableau III -3 Tableau donnant les dimensions des réservoirs terminaux.

Les dimensions des bâches de reprise sont regroupées dans le tableau suivant:

Bâche de reprise	Volume (m ³)	D (m)	S (m ²)	h (m)	R (m)	H (m)
SP 1	100	5.8	26.41	3.79	0.29	4
SP 2	50	3.6	40.72	4.91	0.09	5

Tableau III -4: Tableau donnant les dimensions des bâches des stations de pompage

CHAPITRE III DIMENSIONNEMENT DES RESERVOIRS

La dimension du réservoir tampon est regroupée dans le tableau suivant :

Réservoir	Volume (m ³)	D (m)	S (m ²)	h (m)	R (m)	H (m)
Réservoir tampon	500	12	113,12	4,42	0,58	5,0

Tableau III -5: Tableau donnant la dimension du réservoir tampon

III.8.Traversée des conduites dans les parois de la cuve :

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

1^{er} cas : La traversée peut être faite avec un manchon à bout lisse raccordé à la conduite extérieure au moyen d'un joint de type Gibault, en cas de tassement différentiel, le mouvement n'est pas transmis au manchon. Dans ce cas l'étanchéité est assurée par un produit bitumineux reposant sur une bague de forme de "U" (figure III. 3).

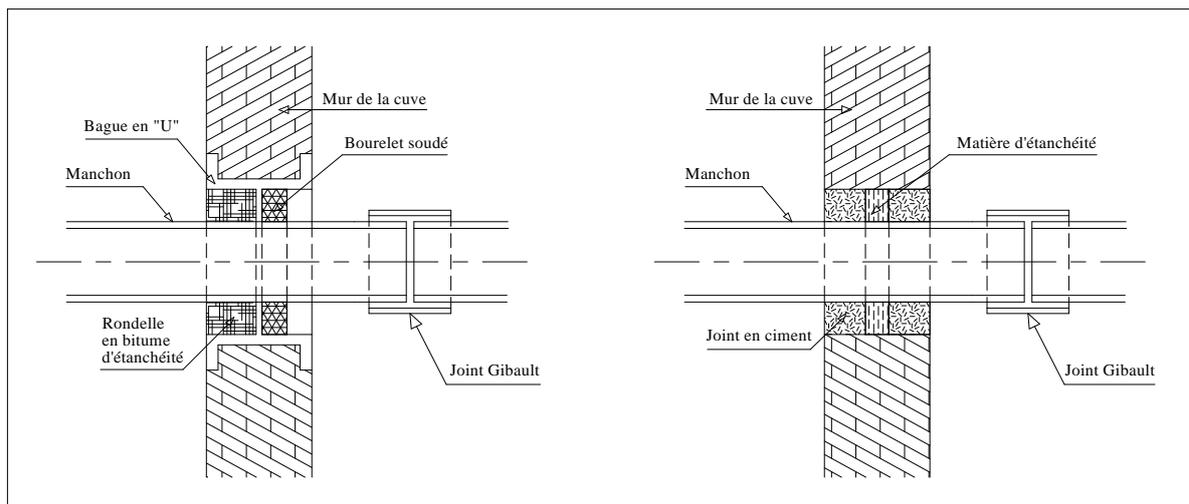


Figure III.2: Traversée des conduites (manchon à bout lisse)

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

CHAPITRE III DIMENSIONNEMENT DES RESERVOIRS

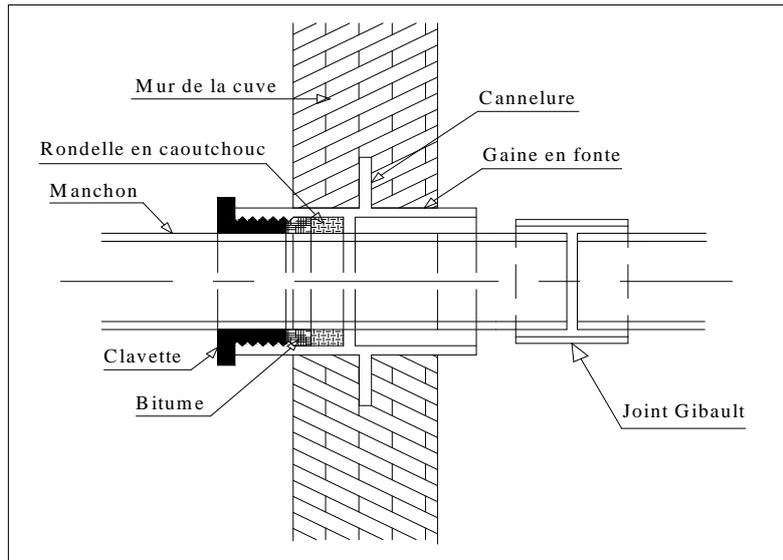


Figure III.3 : Traversée des conduites (Gaine en fonte)

Conclusion

L'acheminement de l'eau jusqu'au les réservoirs d'alimentation s'effectuera par l'intermédiaire de deux stations de pompage et un réservoir tampon pour satisfaire les besoins en eau des agglomérations, ainsi dimensionnées et moyennant des conduites d'adduction mixte (gravitaire-refoulement), un réservoir tampon de 500 m³ et les trois réservoir d'alimentation de 250m³ pour Djouahra, 2000 m³et 250 m³ Rouabah , 200 m³ pour Beni hay

CHAPITRE IV :
ETUDE DE L'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 a des distances considérables. Donc le but de ce chapitre est le réseau de d'adduction en assurant le bon fonctionnement de ce réseau.

IV.1. 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 de 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 conduites 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 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.

IV.2.Types d'adduction [2]

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

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

IV.2.1.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. Il existe deux types d'adductions gravitaires :

à surface libre.

en charge (le plus rencontré).

IV.2.2.Adduction par refoulement

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

IV.2.3.Adduction mixte

C'est une adduction où la conduite de 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.

-IV.3.Choix des matériaux de canalisation

Le choix porté des différentes conduites se fait en fonction de :

- Diamètre
- Pressions supportées
- Les conditions d'installation
- Les revêtements
- La disponibilité
- Du prix unitaire
- Du type de sol

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

Résistance aux attaques chimiques, aux pressions et à la résistance des charges mobiles.

Adaptation aux terrains de pose.

Bonne étanchéité.

Facilité d'entretien et de mise en service.

Sur le plan économique cette faisabilité dépend essentiellement :

Du prix de la fourniture et du transport.

De leur disponibilité sur le marché local (de préférence).

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

- **Fonte :**

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

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

- **Acier :**

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

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

- **Conduites en polyéthylène (PE) :**

Le PE est issu des hydrocarbures, il résulte de l'association de nombreuses molécules simples (Éthylène) selon une réaction de polymérisation qui a lieu dans un réacteur chimique sous une pression et une température donnée en présence de catalyseurs.

La variation de l'un de ces paramètres peut changer la structure de la matière obtenue appelée polymère. Ce dernier peut être polyéthylène à basse densité (PEBD) ou à haute densité (PEHD) dont les points de fusion se situent respectivement à 115 °C et 130 °C.

Les raisons pour l'utilisation du polyéthylène sont illimitées, nous citons certaines d'entre elles

- Facile à poser (grande flexibilité) ;

- Fiable au niveau des branchements (Pas de fuites) ;

- Durée de vie prouvée par l'expérience et les tests de vieillissement (Durée de vie théorique 50 ans à 20 °C) ;

- Bonnes caractéristiques hydrauliques (coefficient de rugosité très faible) ;

- Répond parfaitement aux normes de potabilité ;
- Résiste à tous types de corrosion, ainsi que l'entartrage ;
- Résiste chimiquement lors de transport de fluides industriels et des eaux usées ;
- Se raccorde facilement aux réseaux (fonte, acier) ;
- Insensible aux mouvements du terrain (tremblement de terre) ;
- Très bonne étanchéité ;
- Disponibilité sur le marché national.

Amiante Ciment :

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

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

• PVC (Poly Chlorure de Vinyle) :

Le PVC est un dérivé de l'éthylène, le monomère est le chlorure vinyle de formule CH_2CHCl . La matière première est une poudre blanche. Le point de fusion se situe à $150^{\circ}C$, mais le produit se ramollit à $75^{\circ}C$.

Les avantages sont :

- Facilité de pose de canalisation ;
- Une bonne résistance chimique à la solution saline, acide et solution oxydable ;
- La finition des surfaces internes des tubes (lisses) réduit considérablement les pertes de charges comparativement à d'autres matériaux ;
- Une faible rugosité qui se maintient le long des années ;
- Disponibilité sur le marché national;

Conclusion

Le constat fait à partir des caractéristiques techniques de chaque type de canalisations en fonction des avantages et inconvénients nous permet de choisir deux types de conduites en l'occurrence : les tuyauteries en Fonte Ductile et en Polyéthylène à Haute Densité (PEHD) qui sont les plus performantes.

Sur le plan économique (Voir Annexes III, IV) l'analyse des coûts des conduites retenues sur le plan technique fait ressortir que :

- Pour le PEHD les prix sont plus intéressants pour les diamètres inférieurs à 315mm que ceux des canalisations en fonte.
- A partir du diamètre 300 mm la tuyauterie en fonte ductile est plus économique que celles en PEHD.

Devant ces caractéristiques technico-économique nous optons pour une combinaison des deux matériaux :

- Les conduites principales seront en Fonte Ductile.
- Les conduites secondaires seront en PEHD.

IV.4. Accessoires nécessaires pour l'adduction :

Chaque tronçon du transfert doit être équipé de :

- Vanne papillon (à la sortie).
- Clapet anti retour (à la sortie).
- Vanne de sectionnement.
- Réservoir anti bélier (juste à la sortie de la station).
- Vane à fermeture lente (avant le réservoir).
- Vane de vidange.
- Vane à fermeture rapide (juste à la sortie de la station).
- Organes de raccordement.
- Organes de mesure.
- Crépine.
- By-pass.

IV.5. Etude des variantes :

L'étude des variantes a pour objet le choix du tracé le plus économique possible de la conduite ainsi que le choix de l'emplacement adéquat de(s) station(s) de pompage. Vu la configuration générale de la zone d'étude, l'adduction comportera trois parties de refoulement et une partie gravitaire

On opte pour l'étude des variantes suivantes :

Variante N°1 :

Dans cette variante, le système d'adduction est constitué d'une station de pompage située sur la rive gauche du barrage à une cote de 327m (NGA) pour refouler l'eau vers le réservoir tampon à une cote de 534.19 m (NGA) par l'intermédiaire d'une conduite de longueur de 2600 m ainsi :

Le réservoir tampon alimente les trois réservoirs de Rouabah qui ont une capacité total de 2250 m³ dont l'un est projeté (2000m³) et un existant (250m³) sur une cote de 510.1 m (NGA) sur une distance de 2168.13 m.

Un première piquage est pratique sur la conduite gravitaire d'adduction sur une cote de 530m (NGA) à une distance de 18.27 m à partir du réservoir tampon. ce piquage est destiné vers la bêche de la station de pompage (SP2) de capacité de 50 m³ implanté sur une cote de 528.89 m (NGA) et distant de piquage de 18.04 m.

Un deuxième piquage sur une cote de 494.39m (NGA) distant de premier piquage de 280 m pour alimenté le réseaux de krama sur une longueur de 4354.93 m.

La station de reprise alimente les deux centres Djouahra, Benihay sur des cotes respectives : 575.52 m NGA, 563.84 NGA. Sur des longueurs de 2073.35m et 995.63m.

Variante N°2:

Pour cette variante on a le même cheminement de l'adduction que la première variante(1) sauf qu'on change la cote d'emplacement du réservoir tampon à 542.53 m (NGA).

Variante N°3: dans cette variante, le system d'adduction d'une station de pompage SP(1) situé sur la rive gauche vers une station de reprise SP(2) à une cote 412m(NGA) sur une longueur de 1435m.

La station de reprise refoule l'eau vers le réservoir tampon à une cote de 534.19 m (NGA).

Un première piquage est pratique sur la conduite gravitaire d'adduction sur une cote de 530m (NGA) à une distance de 18.27 m à partir du réservoir tampon. Ce piquage est destiné vers la

CHAPITRE IV ETUDE D'ADDUCTION

bâche de la station de pompage (SP3) de capacité de 50 m³ implanté sur une cote de 528.89 m (NGA) et distant de piquage de 18.04 m.

Un deuxième piquage sur une cote de 494.39m (NGA) distant de premier piquage de 280 m pour alimenté le réseaux de krama sur une longueur de 4354.93 m.

La station de reprise alimente les deux centres Djouahra, Benihay sur des cotes respectives : 575.52 m NGA, 563.84m NGA. Sur des longueurs de 2073.35m et 995.63m.

IV.5.1.Analyse et choix de variante :

La variante n° 3 comporte 3 station de pompage donc elle est priori désavantageuse de point de vue économique, d'où le choix se fera entre les deux premières variantes qui présentent un intérêt technique et économique.

Pour les réservoirs projeté implanté (Djouahra et Rouabaha) a coté des réservoir existant, pour le réservoir de Beni hayi il est implanté sur le point le plus haut par rapport au réseaux.

CHAPITRE IV ETUDE D'ADDUCTION

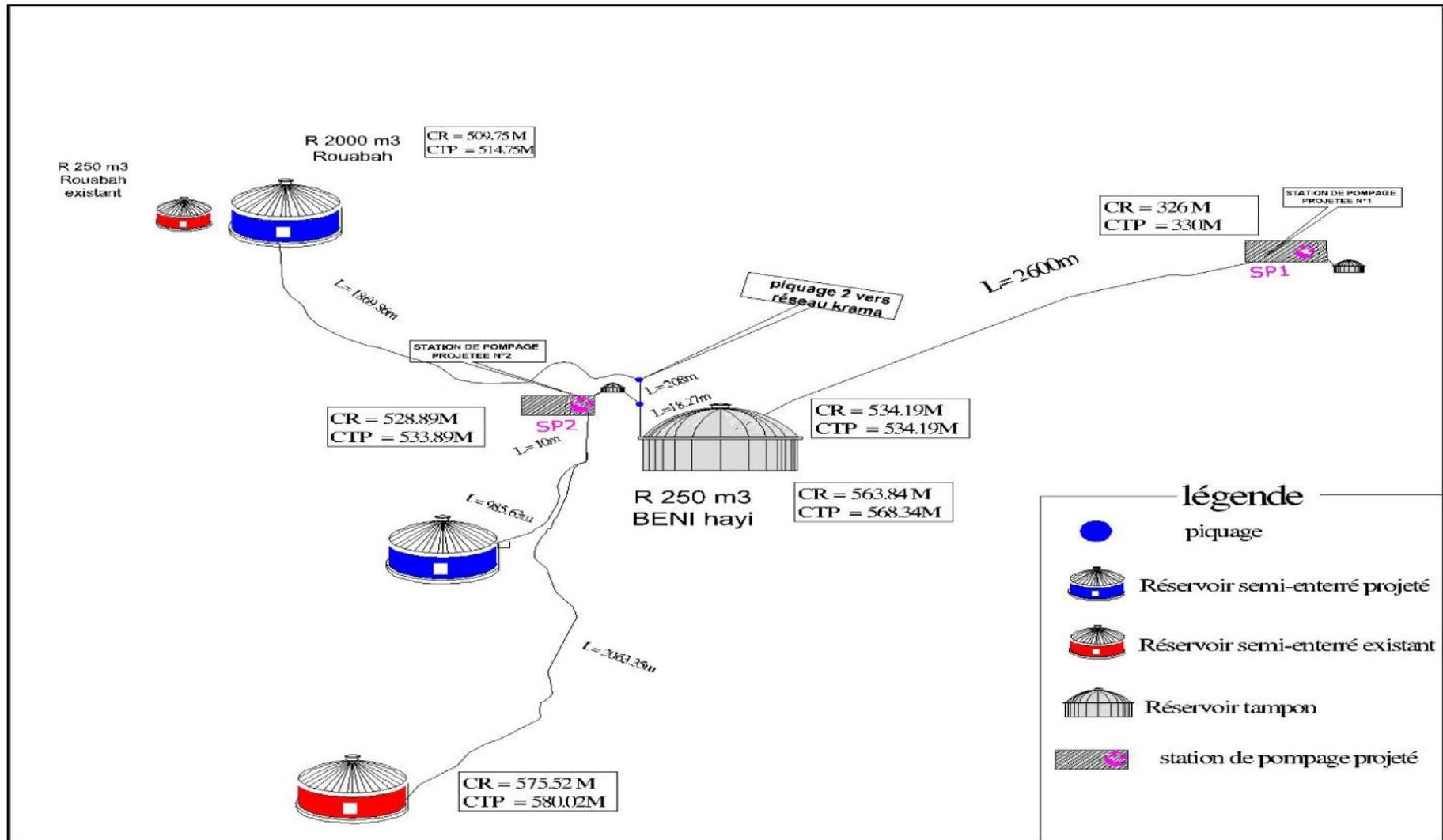


Figure IV.1: Schéma du tracé de la variante N°1

CHAPITRE IV ETUDE D'ADDUCTION

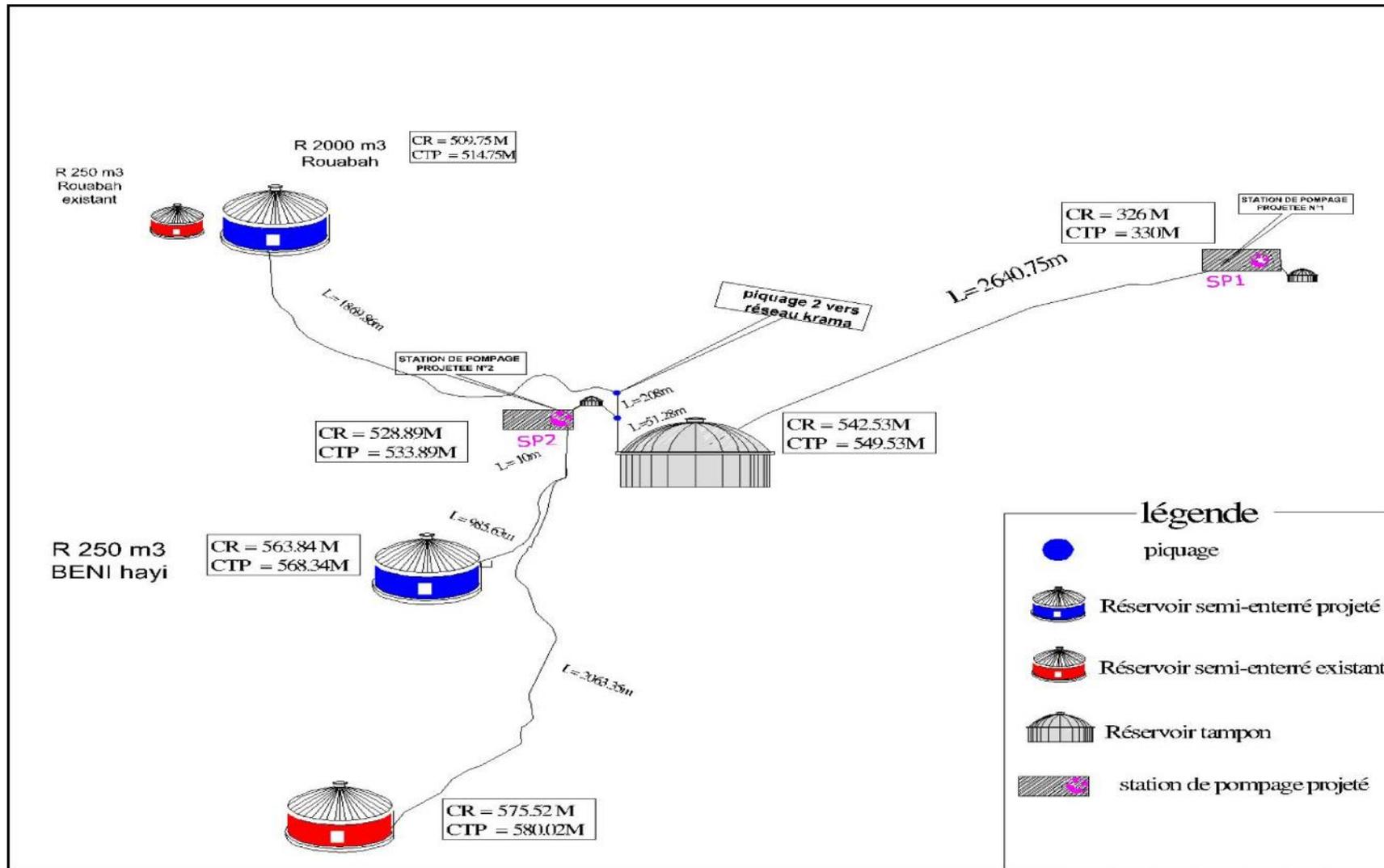


Figure IV.2: Schéma du tracé de la variante N°2.

CHAPITRE IV ETUDE D'ADDUCTION

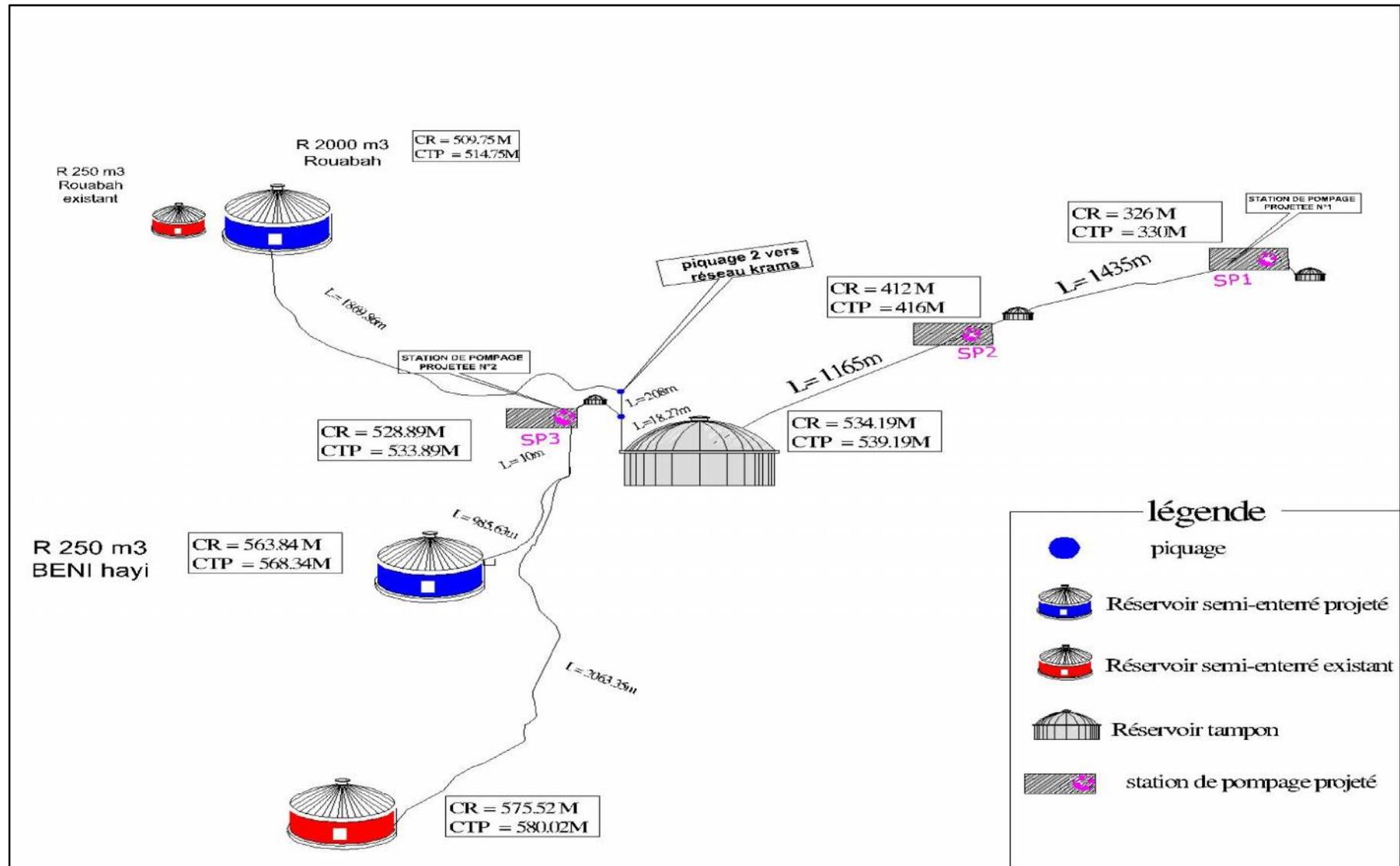
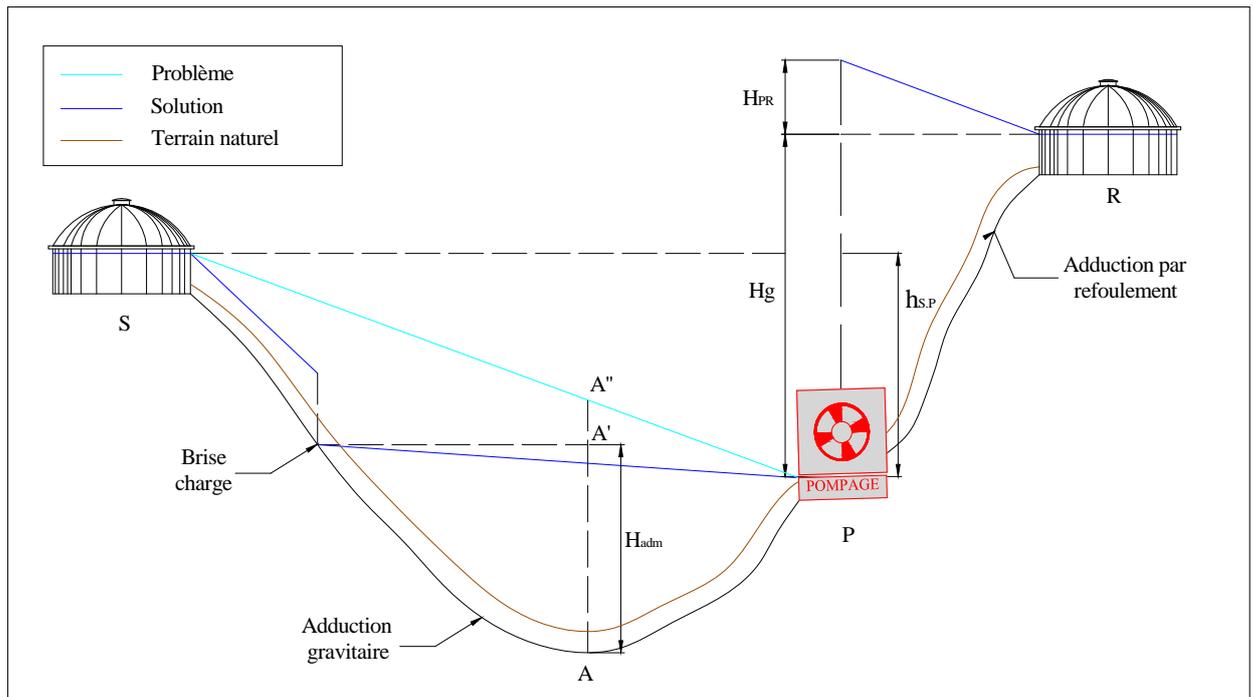


Figure IV.3: Schéma du tracé de la variante N°3.

IV.6. Comportement d'une adduction

Dans le cas des adductions en particulier les adductions mixtes, plusieurs cas de figure relatifs à la ligne piézométrique et à la topographie, peuvent se présenter. Pour assurer un bon fonctionnement du système d'adduction plusieurs solutions d'ordre techniques peuvent être envisagées (**figureIV.4**).

IV.6.1.Cas de surpression



FigureIV.4.: Problème de charge exagérée (éclatement de la conduite)

H_{adm} : Pression supposé dans la conduite à cause d'existence d'une pression exagérée.

Au lieu du brise charge, le dimensionnement peut aussi être un bon remède à la pression exagérée au niveau des points bas.

IV.6.2.Cas de dépression

Pour remédier au problème d'écrêtement (implosion de la conduite) survenant en cas d'arrêt de la pompe, on transforme un tronçon de l'adduction par refoulement en adduction gravitaire par l'intermédiaire d'un réservoir tampon implanté au niveau du point le plus haut du terrain de pose de la conduite (**figureIV.5**).

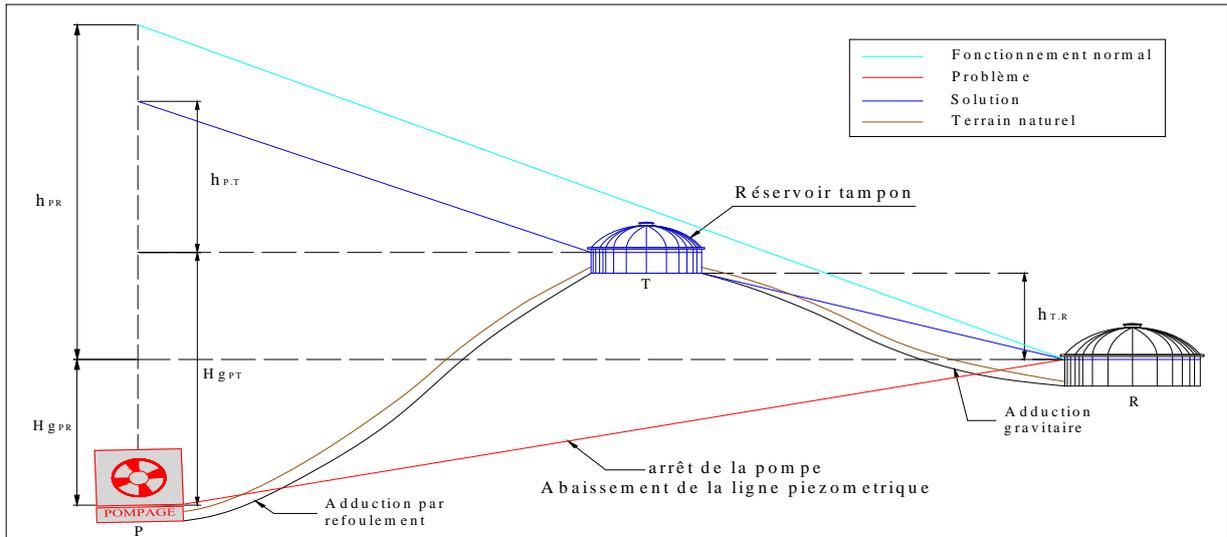


Figure IV.5.: Problème d'écèlement (implosion de la conduite)

IV.7. Etude technico-économique d'adduction:

L'étude du dimensionnement consiste à déterminer le diamètre optimal en se basant sur les frais d'exploitation et les frais d'amortissement de la conduite qui augmente avec l'augmentation du diamètre. Cette étude permettra de fixer la variante adéquate pour le projet.

IV.7.1.cas de refoulement :

A) Calcul des diamètres économiques des conduites de refoulements :[2][4]

Pour le calcul des diamètres économiques des conduites de refoulement, on utilise

Les formules suivantes:

-Formule de BRESS :
$$D = 1,5 * \sqrt{Q} \quad (IV-1)$$

-Formule de BONNIN :
$$D = \sqrt{Q} \quad (IV-2)$$

Q: débit à élever en m³/s.

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

formule de VIBERT :

$$D_{ec} = 1.547 (e/f)^{0.154} Q^{0.46} \text{ (pompage continu)..... (IV.3)}$$

$$D_{ec} = 1.35 (e/f)^{0.154} Q^{0.46} \text{ (pompage de } 10^h/24^h)\text{..... (IV.4)}$$

e= prix du kWh d'énergie ;

f= prix de 1kg de fonte en DA.

Dec : diamètre économique de la conduite (m) ;

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

Ces formules (IV.5) et (IV.6) ne peuvent être utilisés dans notre cas ; vu que la station de pompage fonctionne 20^h/24^h et les conduites sont en fonte.

Méthode basant sur le cout de l'énergie et le coût de construction

La formule qui prend en compte le facteur de consommation est :

CHAPITRE IV ETUDE D'ADDUCTION

$$D_{\text{econ}} = C_j \times E^{\frac{1}{\alpha+m}} \times Q^{\frac{\beta+1}{\alpha+m}} \dots \dots \dots \text{(IV.5)}$$

Avec: $C_j = \frac{Q_i}{Q_t}$

E : facteur économique incluant les caractéristiques économiques y compris quelques exposants hydrauliques.

$$E = 10.M.\sigma.\delta \quad \text{(IV.6)}$$

M : facteur tenant compte du matériau de la canalisation

Tableau IV.1: Valeur de M en fonction du matériau

Tuyau	M
Acier	0.92
Fonte	0.43
Amiante ciment	0.24
Plastique	0.13

σ : Prix de KWh.

δ : Coefficient dépendant de r irrégularité de la consommation et le régime de travail de la station de pompage

Le coefficient δ est donné par la relation suivante :

$$\delta = \frac{1}{K_0 \times K_j \times K_h} \dots \dots \dots ; \text{(IV.7)}$$

Avec :

K₀ : Coefficient d'augmentation annuelle de la consommation d'eau K₀=1.03 à 1.04

K_j : Coefficient de variation journalière de la consommation : 1.1 à 1.3

K_h : Coefficient de variation horaire de la consommation qui dépend de la courbe de consommation.

Tableau IV.2 : Valeurs de a,b, , en fonction du matériau

Tuyau		B	a
Acier	1.4	53	6.9
Fonte	1.6	107	8.4
A. Ciment	1.95	78	11
Plastique	1.95	157	9

B) Calcul des pertes de charge :

Pertes de charge linéaires :

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

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

$$\Delta H_l = I * L = \lambda \frac{L V^2}{D 2g} \quad \text{(IV-8)}$$

ΔH_l : Pertes de charge linéaires en (m)

I: gradient hydraulique en (m/m)

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

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

Avec : $\lambda = (1,14 - 0,86 \ln \frac{K_s}{D})^{-2}$ (Formule de Nikuradzé) **(IV-9)**

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 * \text{Log} \left(\frac{v}{3,7 * D} + \frac{2,51}{R_e * \sqrt{\lambda}} \right) \quad \text{(Formule Colebrook)} \quad \text{(IV-10)}$$

Re: nombre de Reynolds, est calcule

$$R_e = \frac{V * D}{\nu}$$

ν : viscosité cinématique de l'eau

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

Donnée par la formule de STOCS :

t: température de l'eau en degré;

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

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

$$K_s = K_0 + T$$

Avec :

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

$$K_s = K_0 + T \quad \text{(III-11)}$$

K_0 : rugosité absolue des tuyaux neufs, égale à 0,08 mm.

T : vieillissement déterminé à partir de l'abaque de « PETER-LAMONT»

= 0,04 mm/an (voir l'annexe II)

T: temps de service, T=26 ans.

Alors, $K_s = 0,8 + 0,04 * 26 = 1.84 \text{ mm}$.

Pertes de charge singulières :

Elles sont occasionnées par les singularités des différents accessoires de la conduite (Coude, vannes, clapets,.....) Elles sont estimées à 10 % des pertes de charge linéaires :

$$\Delta H_s = 0,1 * \Delta H_l \text{ (IV-12)}$$

Pertes de charge totales (H t) :

Ce sont la somme des pertes de charge linéaires et les pertes de charge singulières :

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

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

C) Calcul de la hauteur manométrique totale :

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

$$HMT = Hg + \Delta H_a + \Delta H_r = Hg + \Delta H_t \text{ (IV-13)}$$

Hg: la hauteur géométrique

H_a: pertes de charge à l'aspiration

H_r: pertes de charge au refoulement

D) Puissance absorbée par la pompe :

C'est la puissance absorbée par la pompe, définie comme suit:

$$P = \frac{g * Q * HMT}{\gamma} \text{ (IV-14)}$$

γ : rendement de la station de pompage en (65÷ 90%)

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

g: pesanteur (9.81 m/s²)

E) Energie consommée par la pompe :

$$E = P * t * 365 \text{ [KWh]} \text{ (IV-9)}$$

t: c'est le temps de pompage par jour en (heure)

P: puissance de la pompe en (kW)

E) Frais d'exploitation :

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

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

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

e: prix unitaire d'un Kw H imposé par la SONELGAZ. (e=2.27DA)

F) Frais d'amortissement :

$$F_{am} = Prc * A \text{ [DA]} \text{ (IV-16)}$$

Prc: prix de ml de la conduite en (DA)

A: Amortissement annuel :

Il est donné par la formule (IV-17):

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

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

CHAPITRE IV ETUDE D'ADDUCTION

n: nombre d'années d'amortissement, n = 25 ans

$$A = \frac{0,08}{(0,08 + 1)^{25} - 1} + 0,08 = 0,094 = 9.4 \%$$

Et on dresse un tableau des frais d'amortissement en fonction de chaque diamètre (D1, D2,..... Dn).

IV.7.2) Cas gravitaire :

Détermination du diamètre avantageux :[2][4]

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

$$\Delta H_t = \frac{K' * L_{eq} * Q^s}{D_{av}^m} \quad (IV-18)$$

ΔH_t : Perte de charge totale (m);

K' : Coefficient de perte de charge;

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

$$L_e = L_g + L_{e_v} \quad (IV-15)$$

L_g : Longueur géométrique de la conduite (m) ;

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

Dans le cas des adductions, les pertes de charge singulières sont estimées à 10% des pertes de charge linéaires. $\Delta H_t = 1,1 * \Delta H_p^{lin} \Rightarrow L_{eq} = 1,1 * L_g$

ΔH_t : Perte de charge totale (m) ;

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

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

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

s : Exposant tenant compte du régime d'écoulement ;

m : Exposant tenant compte du type du matériau.

Selon le type de matériau les coefficients K', m et β sont donnés dans le tableau ci-après :

Tableau IV-3: Coefficients K', m, β pour différents types du tuyau

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

On déduit alors le diamètre calculé de la conduite gravitaire :

$$D_{av.i} = \sqrt[m]{\frac{K' * L_{eq.i} * Q_i^s}{\Delta H_i}} \quad \text{(IV-19)}$$

Dans notre cas, on prend : $K' = 0,001052$; $S = 2$; $m = 4,772$;(matériau PEHD)

IV.8. Dimensionnement de l'adduction pour les deux variantes :

Le choix du diamètre économique d'une tuyauterie résulte d'un compromis entre les dépenses d'investissement et les dépenses de fonctionnement. En effet, en augmentant le diamètre, on augmente les premières et on diminue très vite les pertes de charge, et par la suite les dépenses de l'énergie pour faire circuler l'eau.

Les stations de reprises sont appelées à refouler le débit d'exploitation vers le réservoir d'alimentation. Le régime de fonctionnement des stations est de 20h/24 heures avec arrêt lors des heures de pointes pendant lesquelles l'énergie électrique est plus chère.

On va calculer un diamètre économique en utilisant la méthode qui se base sur la création de la courbe d'optimisation.

IV.8.1 Variante n°1 :

IV.8.1.1) Dimensionnement du tronçon gravitaire :

Nous calculons la pente moyenne de la conduite gravitaire entre le réservoir tampon et le réservoir de Rouabah.

$$\Delta H_t = \frac{8 * \lambda * 1 * Q^2}{g * f^2 * D^5} = Imoy * L$$

Nous calculons la charge disponible ΔHd entre le réservoir de tampon et le réservoir D'alimentation de Rouabah.

$$\Delta Hd = Cr - Ctp$$

Cr : côte du radier du réservoir de réservoir tampon.

Ctp : côte du trop plein du réservoir de Rouabah.

$$\Delta Hd = 534.19 - 514.75 = 19.09 \text{ m}$$

$$= 11 - 2 + 12 - 3 + 13 - 4 = 2168$$

La pente moyenne :

$$Imoy = \frac{Hd}{L} = \frac{19.09}{2168} = 8,80 * 10^{-3}$$

a) Réservoir tampon-piquage n°1 :

Charge disponible :

$$\Delta Hd = Imoy * L$$

$$Leq = 18.27 * 1.1 = 20.01 \text{ m}, \quad Imoy = 8,80 * 10^{-3}$$

$$\Delta Hd = 8,80 * 10^{-3} * 20.01 = 0.18 \text{ m.}$$

Calcul du diamètre avantageux :

Pour la conduite gravitaire (PEHD) : $K' = 0,001052$; $S = 2$; $m = 4,772$

$$D_{av} = 4.772 \sqrt{\frac{0.001052 * 20.01 * (0.06250)^2}{0.18}} = 0.1995m$$

le diamètre le plus avantageux calculé ci avant est de 199.5 mm, le diamètre normalisé est de 200 mm.

Vitesse d'écoulement :

La vitesse d'écoulement dans la conduite gravitaire est déterminée suivant l'équation de continuité : $Q = V * S \Rightarrow Q = V * \frac{f * D^2}{4}$ Ainsi : $V = \frac{4 * Q}{f * D^2}$

$$\text{Pour un diamètre } \varnothing 200mm \Rightarrow V = \frac{4 * 0.06250}{f * 0.1762^2} = 2.56m/s$$

La vitesse n'est pas vérifiée on prend le diamètre $\varnothing 250$ mm, on recalcule la vitesse

$$V = \frac{4 * 0.06250}{f * 0.2204^2} = 1.63m / s$$

Calcul de la perte de charge pour le nouveau diamètre :

$$\Delta H_t = \frac{0.001052 * 20.01 * (0.06250)^2}{0.2204^{4.772}} = 0.11m$$

La cote piézométrique pour le premier piquage :

$$\Delta Hd = Cr - C_{p\text{iquage}1} \Rightarrow C_{p\text{iquage}1} = Cr - \Delta Hd$$

$$C_{p\text{iquage}1} = 534.19 - 0.11 = 534.08m$$

b) piquage-1 vers la bache de reprise :

$$\Delta Hd = C_{p\text{iquage}1} - C_{TP.B} = 534.08 - 533.89 = 0.19m$$

$$D_{av} = 4.772 \sqrt{\frac{0.001052 * 19.44 * (0.01966)^2}{0.19}} = 0.1207m$$

le diamètre le plus avantageux calculé ci avant est de 120.07 mm, pour que la vitesse soit vérifiée on prend le diamètre 160

Vitesse d'écoulement :

$$V = \frac{4 * 0.01966}{f * 0.141^2} = 1.25m / s$$

La vitesse est vérifiée.

c) piquage-1 vers piquage-2 :

Nous avons un débit $Q = 42.847$ l/s et une longueur équivalente $L_{\text{eq}} = 308$ m

Charge disponible :

$$\Delta Hd = I_{\text{moy}} * L$$

$$I_{\text{moy}} = 8,80 * 10^{-3}$$

$$\Delta Hd = 8,80 * 10^{-3} * 308 = 2.71m.$$

Calcul du diamètre avantageux :

Pour la conduite gravitaire (PEHD) : $K' = 0,001052$; $s = 2$; $m = 4,772$

$$D_{av} = 4.772 \sqrt{\frac{0.001052 * 308 * (0.04285)^2}{2.71}} = 0.1711m$$

le diamètre le plus avantageux calculé ci avant est de 171.1 mm, le diamètre normalisé est de 200mm.

$$\text{Vitesse d'écoulement : } V = \frac{4 * 0.04285}{f * 0.1762^2} = 1.78m / s$$

La côte piézométrique pour le piquage n°2 :

$$\Delta Hd = C_{\text{piquage2}} - C_{\text{piquage1}} \Rightarrow C_{\text{piquage1}} = C_{\text{piquage2}} - \Delta Hd$$

$$C_{\text{piquage2}} = 534.09 - 2.71 = 531.38 \text{ m}$$

d) piquage-2 vers réservoir Rouabah:

Nous avons un débit $Q=37.61$ l/s et une longueur équivalente $L_{\text{éq}}=2056.70m$

Charge disponible :

$$\Delta Hd = C_{\text{piquage2}} - C_{TP} = 531.73 - 514.75 = 16.63m$$

Calcul du diamètre avantageux :

Pour la conduite gravitaire (PEHD) : $K'=0,001052$; $s = 2$; $m = 4,772$

$$D_{av} = 4.772 \sqrt{\frac{0.001052 * 2056.70 * (0.03761)^2}{16.63}} = 0.165m$$

le diamètre le plus avantageux calculé ci avant est de 165 mm, il est compris entre les diamètres normalisés 160mm et 200mm, donc on va opter pour une adduction à deux conduites en série composé de Ø160 et Ø200.

La perte de charge engendrée s'écrit :

$$\Delta H = K' * Q^s * \left(\frac{l_1}{D_1^m} + \frac{l_2}{D_2^m} \right) = 0.001052 * (0.03761)^2 * \left(\frac{x}{0.1762^{4.772}} + \frac{l-x}{0.141^{4.772}} \right)$$

L'équation précédente se transforme en une équation à une seule inconnue (x).

Après résolution on trouve : $x = 1654.35$ m.

Nous aurons un diamètre Ø200 sur une longueur de 1654.35 m suivi d'un diamètre Ø160 sur une longueur de 402.35 m.

vitesse d'écoulement :

$$\text{Pour le diamètre } \varnothing 200 : V = \frac{4 * 0.03761}{f * 0.1762^2} = 1.54m / s$$

$$\text{Pour le diamètre } \varnothing 160 : V = \frac{4 * 0.03761}{f * 0.141^2} = 2.36m / s$$

Les résultats pour le calcul des diamètres avantageux de la conduite gravitaire de la variante N°1 sont regroupés dans le tableau IV.4.

CHAPITRE IV ETUDE D'ADDUCTION

Tableau IV.4 : résultats des diamètres avantageux de la conduite gravitaire de la variante N°1.

N° Du trançon	Point(pt) De départ	Point D'arrivé	Débit l/s	Lg m	Léq m	D mm	V m/s	ΔH m	CT (m) Pt de Départ	Cp(m) Pt de départ	Ps(m) Pt de départ
1-2	R, tampon	piquage 1	62,5	18,27	20,01	250	1,63	0,1	534,19	539,19	5
2-3	piquage 1	piquage 2	42,85	280	308	200	1,78	2,71	530	534,09	4,09
3-4	Piquage1	Bâche	19,66	17,67	19,44	160	1,25	0,09	530	534,09	4,09
4-5	piquage 2	Réservoir Rouabah	37,61	1869,86	2056,85	160	2,39	16,63	494,39	531,38	36,99
						200	1,54				

IV.8.1.2) Détermination des diamètres économiques des conduites de refoulement

A) Tronçon station de reprise vers le réservoir tampon :

Pour ce tronçon on utilise la formule du bress

Ce tronçon relie la station de pompage vers la station de reprise sur une longueur de 2600 m, son dimensionnement va se baser sur un calcul technico-économique .

$$Hg = CTP - CB = 539.19 - 326 = 213.9m$$

Débit d'exploitation de la station de pompage est calculé comme suit :

$$Q_{exp} = \frac{Q_{max,j}}{t * 3600}$$

Q_{exp} : Débit d'exploitation (m^3/s) ;

$Q_{max,j}$: Débit maximum journalier (m^3/j) ; $Q_{max,j} = 5400.34 m^3/j$.

t : Durée de fonctionnement de la station par jour, t = 20 h.

$$A.N : Q_{exp,SR1} = \frac{5400.34}{20 * 3600} \Rightarrow Q_{exp} = 0.075 m^3/s ;$$

Le diamètre économique moyennant la relation (IV.2) est de :

$$D_{ec} = 273 \text{ mm}$$

Le calcul technico-économique du diamètre économique sera pour la gamme de diamètres compris entre **200 et 500mm**.

CHAPITRE IV ETUDE D'ADDUCTION

Calcul des frais d'exploitation :

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

Moyennant les formules (IV.3), (IV.6) et (IV.7), on calcule les hauteurs manométriques totales correspondant aux différents diamètres et sont présentées dans le tableau IV.5.

Tableau IV.5: Variation des HMT en fonction du diamètre

Diamètre (mm)	Longueur (m)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	λ	H _{lin} (m)	H _{tot} (m)	Hg (m)	HMT (m)
200	2600	75	2,39	0,0377	142,32	156,56	213,90	370,46
250	2600	75	1,53	0,0350	43,35	47,68	213,90	261,58
300	2600	75	1,06	0,0330	16,44	18,09	213,90	231,99
350	2600	75	0,78	0,0315	7,25	7,98	213,90	221,88
400	2600	75	0,60	0,0302	3,57	3,93	213,90	217,83

Les frais d'exploitation correspondant aux différents diamètres sont présentés dans le tableau IV.6.

Tableau IV.6: Variation des frais d'exploitation en fonction du diamètre

Diamètre (mm)	Débit (l/s)	HMT (m)	Puissance (KW)	Consommation Annuelle (KWh)	Frais D'exploitation (DA)
200	75	370,46	389,375397	2842440	6452340
250	75	261,58	274,942392	2007079	4556070
300	75	231,99	243,834013	1779988	4040573
350	75	221,88	233,210382	1702436	3864529
400	75	217,83	228,955436	1671375	3794021

CHAPITRE IV ETUDE D'ADDUCTION

Calcul des frais d'investissement :

Les dépenses d'investissement correspondant aux différents diamètres sont présentées dans le tableau IV.7.

Tableau IV.7.: Variation des frais d'investissement en fonction du diamètre

Diamètre (mm)	Prix du ml (DA)	Longueur (m)	Prix total (DA)	Annuité (DA)	Investissement (DA)
200	2812	2600	7311200	0,094	687252,8
250	4150	2600	10790000	0,094	1014260
300	5250	2600	13650000	0,094	1283100
350	6000	2600	15600000	0,094	1466400
400	6580	2600	17108000	0,094	1608152

Bilan des coûts (Exploitation - Investissement) :

Le bilan des coûts de l'exploitation et de l'investissement figure dans le tableau IV.8.

Tableau IV.8: Bilan des frais d'investissement et d'exploitation

DN (mm)	200	250	300	350	400
Investis (DA)	687252,8	1014260	1283100	1466400	1608152
Exploit (DA)	6452340	4556070	4040573,4	3864529	3794021
TOTAL (DA)	7139593	5570330	5323673,4	5330929	5402173

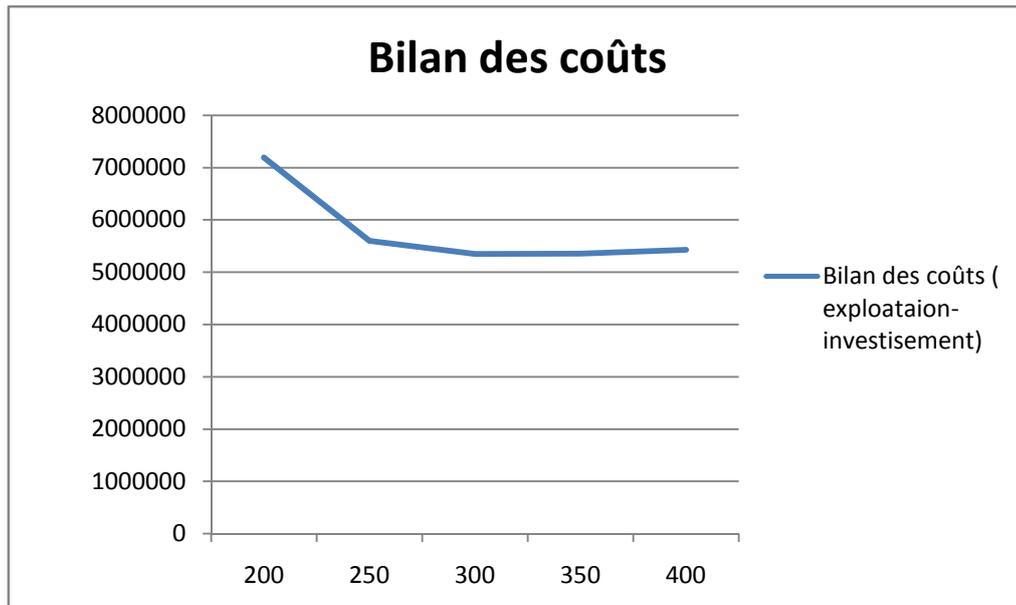


Figure IV.6 :Bilan des frais d'investissement et d'exploitation

Conclusion :

Selon la combinaison des frais d'investissement et d'exploitation, le bénéfice va au profit du diamètre **D 300** dont la vitesse est de **1.06m/s**. sur une longueur de **2600 m**

Vérification de la vitesse d'écoulement :

$$V_{ref} = \frac{Q}{S} = \frac{4 * Q}{\pi * D^2}$$

$$= \frac{4 * 0.075}{\pi * 0.3^2} = 1.06 \text{ m / s}$$

$$V_{ref}=1.06$$

La vitesse est admissible, donc le diamètre économique est de 300 mm

B) Tronçon station de reprise vers les réservoir Beni hayi et Djouhra :

Pour ce tançons Nous allons utiliser pour le calcul des diamètres économiques la formule suivante :

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

Nous avons pris dans notre cas :

$$\alpha = 1,95 ; \beta = 2 ; m = 4.772.$$

Ce qui donne :

$$D_{ec} = Q^{0,45} E^{0,15} C^{0,3}$$

Sachant que le prix de l'énergie aux heures de refoulement sa varie alors la moyenne des 20h de pompage de la sonalgaz est de : 2 ,27 DA/kWh

$$\text{on aura } E = 10 * 0.13 * 2.27 * 0.44 = 1.3$$

$$D_{ec} = 1.04 Q^{0,45} C^{0,3}$$

C) Tronçon Station de reprise –point de ramification :

$$Q_{\text{exp}}=0.024\text{m}^3/\text{s} ;$$

$$L=10$$

sachant dans se tronçon y a pas de ramification alors C=1

$$D_{\text{ec}} = 1.04 * (0.024)^{0,45} * (1)^{0,3} = 0.194\text{m} = 200\text{mm}.$$

Vérification du vitesse :

$$V_{\text{ref}} = \frac{Q}{S} = \frac{4 * Q}{\Pi * D^2} = \frac{4 * 0.024}{f * 0.2963^2} = 0.98\text{m} / \text{s}$$

Donc la vitesse est vérifié.

On prend le diamètre 200 mm

Calcul de la perte de charge:

$$\Delta H_t = \frac{0.001052 * 10 * (0.024)^2}{0.1762^{4.772}} = 0.024\text{m}$$

D) Tançons station de reprise vers Djouahra :

Calcul des frais d'exploitation

$$D_{\text{ec}} = 1.04 * (0.0162)^{0,45} * (0.0675)^{0,3} = 0.144\text{m}$$

$$H_g = 55.47\text{m}$$

Tableau IV.9: Variation des HMT en fonction du diamètre

Diamètre (mm)	Longueur (m)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	λ	H _{lin} (m)	H _{tot} (m)	H _g (m)	HMT (m)
110	2063,35	16,2	2,40	0,0124	80,32	88,35	51,13	139,48
125	2063,35	16,2	1,70	0,0120	32,92	36,22	51,13	87,35
160	2063,35	16,2	1,04	0,0114	9,17	10,09	51,13	61,22
200	2063,35	16,2	0,66	0,0110	2,89	3,18	51,13	54,31
250	2063,35	16,2	0,33	0,0103	0,47	0,52	51,13	51,65

CHAPITRE IV ETUDE D'ADDUCTION

Les frais d'exploitation correspondant aux différents diamètres sont présentés dans le tableau IV.10.

Tableau IV.10: Variation des frais d'exploitation en fonction du diamètre

Diamètre (mm)	Débit (l/s)	HMT (m)	Puissance (KW)	Consommation Annuelle (KWh)	Frais D'exploitation (DA)
110	16,20	139,48	31,666836	231167,9	524751,13
125	16,20	87,35	19,83021	144760,53	328606,4
160	16,20	61,22	13,898413	101458,41	230310,6
200	16,20	54,31	12,329797	90007,521	204317,07
250	16,20	51,65	11,726075	85600,346	194312,79

Calcul des frais d'investissement

Les dépenses d'investissement correspondant aux différents diamètres sont présentées dans le tableau IV.10.

Tableau IV.11: Variation des frais d'investissement en fonction du diamètre

Diamètre (mm)	Prix du ml (DA)	Longueur (m)	Prix total (DA)	Annuité (DA)	Investissement (DA)
110	1075,018	2063,35	2218138,4	0,094	208505,01
125	1669,354	2063,35	3444461,6	0,094	323779,39
160	2143,25	2063,35	4422274,9	0,094	415693,84
200	3209,8014	2063,35	6622943,7	0,094	622556,71
250	5448,7615	2063,35	11242702	0,094	1056814

Bilan des coûts (Exploitation - Investissement) :

Le bilan des coûts de l'exploitation et de l'investissement figure dans le tableau IV.11

Tableau IV.12:Bilan des frais d'investissement et d'exploitation

DN (mm)	110	125	160	200	250
Investis (DA)	208505	323779,4	415693,84	622556,7	1056814
Exploit (DA)	524751,1	328606,4	230310,6	204317,1	194312,8
TOTAL (DA)	733256,1	652385,8	646004,44	826873,8	1251127

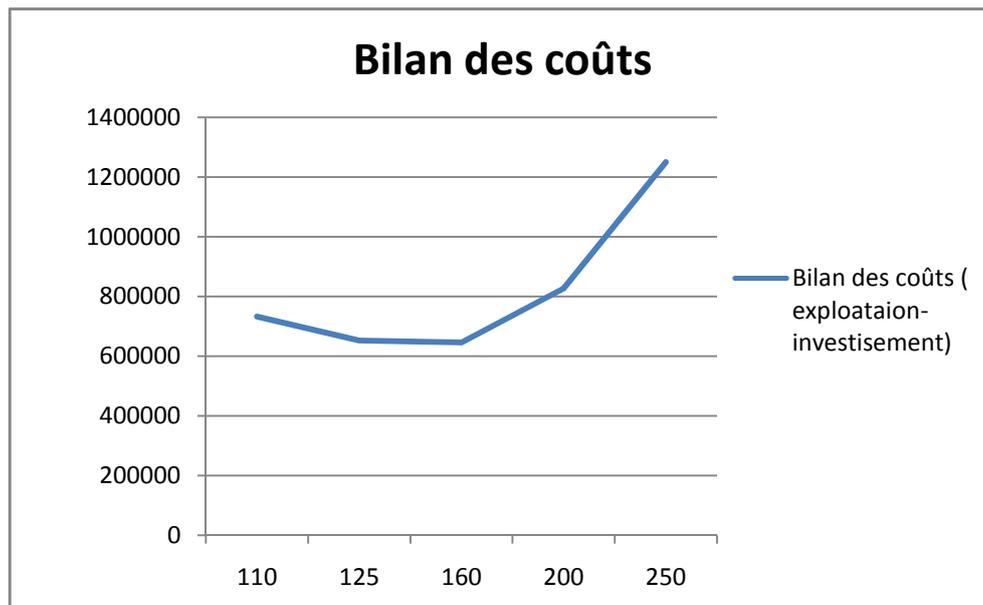


Figure IV.7 :Bilan des frais d'investissement et d'exploitation

Conclusion :

Selon la combinaison des frais d'investissement et d'exploitation, le bénéfice va au profit du diamètre **D 160** dont la vitesse est de **1.04m/s.** sur une longueur de **2063.35 m**

Vérification de la vitesse d'écoulement :

$$V_{ref} = \frac{Q}{S} = \frac{4 * Q}{\pi * D^2}$$

$$= \frac{4 * 0.0162}{\pi * 0.141^2} = 1.04m / s$$

CHAPITRE IV ETUDE D'ADDUCTION

$$V_{ref}=1.04$$

La vitesse est admissible, donc le diamètre économique est de 160m

E) Tançons point de ramification vers Beni hayi :

Calcul des frais d'exploitation

$$D_{ec} = 1.04 * (0.0075)^{0.45} * (0.31)^{0.3} = 0.080m$$

$$H_g = 35.46m$$

Tableau IV.13: Variation des HMT en fonction du diamètre

Diamètre (mm)	Longueur (m)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	λ	H_{lin} (m)	H_{tot} (m)	H_g (m)	HMT (m)
75	985,63	7,5	2,35	0,0133	57,59	63,35	39,45	102,80
90	985,63	7,5	1,52	0,0127	18,73	20,60	39,45	60,05
110	985,63	7,5	1,11	0,0124	8,22	9,05	39,45	48,50
125	985,63	7,5	0,79	0,0120	3,37	3,71	39,45	43,16
160	985,63	7,5	0,48	0,0114	0,94	1,03	39,45	40,48

Les frais d'exploitation correspondant aux différents diamètres sont présentés dans le tableau IV.13

Tableau IV.14: Variation des frais d'exploitation en fonction du diamètre

Diamètre (mm)	Débit (l/s)	HMT (m)	Puissance (KW)	Consommation Annuelle (KWh)	Frais D'exploitation (DA)
75	7,5	102,80	10,805352	78879,072	179055,49
90	7,5	60,05	6,3114639	46073,687	104587,27
110	7,5	48,50	5,0972631	37210,021	84466,748
125	7,5	43,16	4,5362053	33114,298	75169,457
160	7,5	40,48	4,2550372	31061,771	70510,221

CHAPITRE IV ETUDE D'ADDUCTION

Calcul des frais d'investissement

Les dépenses d'investissement correspondant aux différents diamètres sont présentées dans le tableau IV.14.

Tableau IV.15: Variation des frais d'investissement en fonction du diamètre

Diamètre (mm)	Prix du ml (DA)	Longueur (m)	Prix total (DA)	Annuité (DA)	Investissement (DA)
75	610,44	985,63	601670,64	0,094	56557,04
90	727,97	985,63	717508,97	0,094	67445,843
110	1 075,02	985,63	1059570	0,094	99599,579
125	1 669,55	985,63	1645560,6	0,094	154682,7
160	2 143,32	985,63	2112524,7	0,094	198577,32

Bilan des coûts (Exploitation - Investissement) :

Le bilan des coûts de l'exploitation et de *'investissement figure dans le tableau IV.15.

Tableau IV.16: Bilan des frais d'investissement et d'exploitation

DN (mm)	75	90	110	125	160
Investis (DA)	56557,04	67445,84	99599,579	154682,7	198577,3
Exploit (DA)	179055,5	104587,3	84466,748	75169,46	70510,22
TOTAL (DA)	235612,5	172033,1	184066,33	229852,2	269087,5

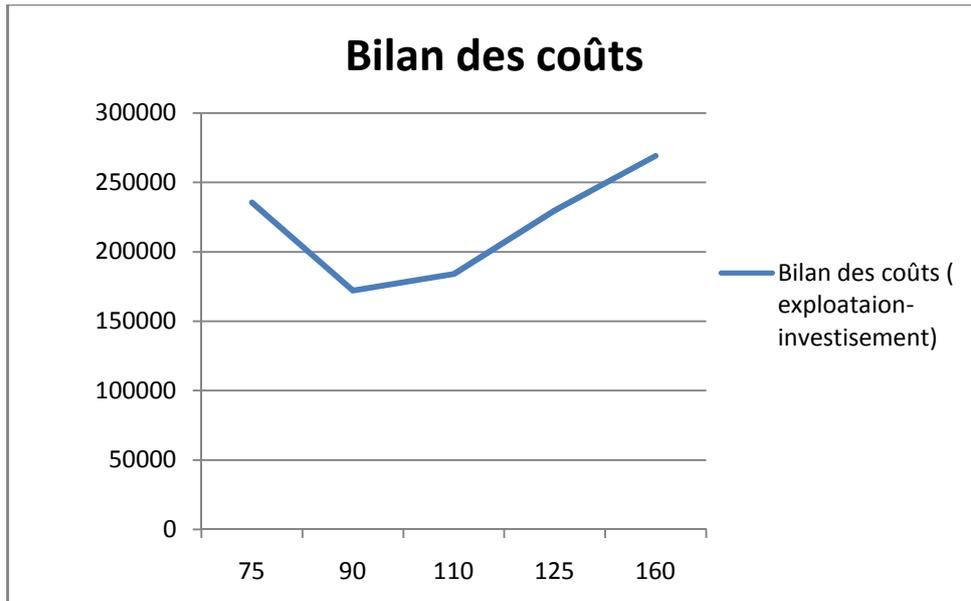


Figure IV.8 :Bilan des frais d'investissement et d'exploitation

Conclusion :

Selon la combinaison des frais d'investissement et d'exploitation, le bénéfice va au profit du diamètre **D 90** dont la vitesse est de **1.52m/s**. sur une longueur de **985.63 m**

Vérification de la vitesse d'écoulement :

$$V_{ref} = \frac{Q}{S} = \frac{4 * Q}{\pi * D^2}$$

$$= \frac{4 * 0.075}{\pi * 0.09^2} = 1.52 m / s$$

$$V_{ref}=1.52$$

La vitesse est admissible, donc le diamètre économique est de 90mm

IV.8.2) Variante n°2 :

IV.8.2.1) Dimensionnement du tronçon gravitaire :

Nous calculons la pente moyenne de la conduite gravitaire entre le réservoir tampon et le réservoir de Rouabah.

$$\Delta H_t = \frac{8 * \lambda * 1 * Q^2}{g * f^2 * D^5} = I_{moy} * L$$

Nous calculons la charge disponible ΔHd entre le réservoir de tampon et le réservoir D'alimentation de Rouabah.

$$\Delta Hd = Cr - Ctp$$

Cr : côte du radier du réservoir de réservoir tampon.

Ctp : côte du trop plein du réservoir de Rouabah.

$$\Delta Hd = 542.53 - 514.75 = 27.43 \text{ m}$$

$$= 11 - 2 + 12 - 3 + 13 - 4 + 14 - 5 = 2219.41$$

La pente moyenne :

$$I_{\text{moy}} = \frac{Hd}{L} = \frac{27.43}{2219.41} = 12.4 \cdot 10^{-3}$$

a) Réservoir tampon-piquage n°1 :

Charge disponible :

$$\Delta Hd = I_{\text{moy}} \cdot L$$

$$L_{\text{eq}} = 51.28 \cdot 1.1 = 56.41 \text{m}, \quad I_{\text{moy}} = 12.4 \cdot 10^{-3}$$

$$\Delta Hd = 12.4 \cdot 10^{-3} \cdot 56.41 = 0.70 \text{m}.$$

Calcul du diamètre avantageux :

Pour la conduite gravitaire (PEHD) : $K' = 0,001052$; $s = 2$; $m = 4,772$

$$D_{\text{av}} = 4.772 \sqrt{\frac{0.001052 \cdot 56.41 \cdot (0.06250)^2}{0.70}} = 0.1865 \text{m}$$

le diamètre le plus avantageux calculé ci avant est de 186.5 mm, le diamètre normalisé est de 200 mm.

Vitesse d'écoulement :

La vitesse d'écoulement dans la conduite gravitaire est déterminée suivant l'équation de

continuité : $Q = V \cdot S \Rightarrow Q = V \cdot \frac{f \cdot D^2}{4}$ Ainsi : $V = \frac{4 \cdot Q}{f \cdot D^2}$

$$\text{Pour un diamètre } \varnothing 200 \text{mm} \Rightarrow V = \frac{4 \cdot 0.06250}{f \cdot 0.1762^2} = 2.56 \text{m/s}$$

La vitesse n'est pas vérifiée on prend le diamètre $\varnothing 250$ mm, on recalcule la vitesse

$$V = \frac{4 \cdot 0.06250}{f \cdot 0.2204^2} = 1.63 \text{m/s}$$

Calcul de la perte de charge pour le nouveau diamètre :

$$\Delta H_t = \frac{0.001052 \cdot 56.41 \cdot (0.06250)^2}{0.2262^{4.772}} = 0.32 \text{m}$$

La cote piézométrique pour le premier piquage :

$$\Delta Hd = Cr - C_{p\text{iquage}1} \Rightarrow C_{p\text{iquage}1} = Cr - \Delta Hd$$

$$C_{p\text{iquage}1} = 542.53 - 0.32 = 542.21 \text{m}$$

b) piquage-1 vers la bache de reprise :

$$\Delta Hd = C_{p\text{iquage}1} - C_{\text{TP.B}} = 542.21 - 533.89 = 8.32 \text{m}$$

$$D_{\text{av}} = 4.772 \sqrt{\frac{0.001052 \cdot 19.44 \cdot (0.01966)^2}{8.32}} = 0.0547 \text{m}$$

Le diamètre le plus avantageux calculé ci avant est de 55.47mm, le diamètre normalisé est de 90mm.

Vitesse d'écoulement :

$$V = \frac{4 \cdot 0.01966}{f \cdot 0.0792^2} = 3.99 \text{m/s}$$

Pour que la vitesse soit vérifiée, il faut prendre le diamètre 160mm.

$$V = \frac{4 \cdot 0.01966}{f \cdot 0.141^2} = 1.25 \text{m/s}$$

C) piquage-1 vers piquage-2 :

Nous avons un débit $Q=42.847$ l/s et une longueur équivalente $L_{\text{eq}}=308$ m

Charge disponible :

$$\Delta Hd = \text{Imoy} * L$$

$$\text{Imoy} = 12.4 * 10^{-3}$$

$$\Delta Hd = 12.4 * 10^{-3} * 308 = 3.82 \text{ m}$$

Calcul du diamètre avantageux :

Pour la conduite gravitaire (PEHD) : $K' = 0,001052$; $s = 2$; $m = 4,772$

$$D_{\text{av}} = 4.772 \sqrt{\frac{0.001052 * 308 * (0.04285)^2}{3.82}} = 0.1592 \text{ m}$$

le diamètre le plus avantageux calculé ci avant est de 0.1592 mm, le diamètre normalisé est de 160mm.

$$\text{Vitesse d'écoulement : } V = \frac{4 * 0.04285}{f * 0.141^2} = 2.74 \text{ m/s}$$

Vitesse n'est pas vérifié donc on prend le diamètre 200 mm

La côte piézométrique pour le piquage n°2 :

$$\Delta Hd = C_{\text{piquage2}} - C_{\text{piquage1}} \Rightarrow C_{\text{piquage1}} = C_{\text{piquage2}} - \Delta Hd$$

$$C_{\text{piquage2}} = 541.21 - 3.8 = 537.41 \text{ m}$$

D) piquage-2 vers réservoir Rouabah:

Nous avons un débit $Q=37.61$ l/s et une longueur équivalente $L_{\text{eq}}=2056.70$ m

Charge disponible :

$$\Delta Hd = C_{\text{piquage2}} - C_{\text{TP}} = 537.41 - 515.1 = 22.31 \text{ m}$$

Calcul du diamètre avantageux :

Pour la conduite gravitaire (PEHD) : $K' = 0,001052$; $s = 2$; $m = 4,772$

$$D_{\text{av}} = 4.772 \sqrt{\frac{0.001052 * 2056.70 * (0.03761)^2}{22.31}} = 0.155 \text{ m}$$

le diamètre le plus avantageux calculé ci avant est de 155 mm, il est compris entre les diamètres normalisés 125mm et 160 mm,

vitesse d'écoulement :

$$\text{Pour le diamètre } \varnothing 125 : V = \frac{4 * 0.03761}{f * 0.1102^2} = 3.95 \text{ m/s}$$

$$\text{Pour le diamètre } \varnothing 160 : V = \frac{4 * 0.03761}{f * 0.141^2} = 2.39 \text{ m/s}$$

Vitesse n'est pas vérifié on prend les diamètres 200 et 160

La perte de charge engendrée s'écrit :

$$\Delta H = K' * Q^s * \left(\frac{l_1}{D_1^m} + \frac{l_2}{D_2^m} \right) = 0.001052 * (0.03761)^2 * \left(\frac{x}{0.1762^{4.772}} + \frac{l-x}{0.141^{4.772}} \right)$$

L'équation précédente se transforme en une équation à une seule inconnue (x).

Après résolution on trouve : $x = 1654.35$ m.

Nous aurons un diamètre $\varnothing 200$ sur une longueur de 1146.51 m suivi d'un diamètre $\varnothing 160$ sur

Une longueur de 910.19 m.

vitesse d'écoulement :

CHAPITRE IV ETUDE D'ADDUCTION

Les résultats pour le calcul des diamètres avantageux de la conduite gravitaire de la variante N°1 sont regroupés dans le tableau IV.16.

Tableau IV.17 : résultats des diamètres avantageux de la conduite gravitaire de la variante N°2.

N ° Du tracçon	Point(pt) De départ	Point D'arrivé	Débit l/s	Lg m	Léq m	D mm	V m/s	ΔH m	CT (m) Pt de Départ	Cp(m) Pt de départ	Ps(m) Pt de départ
1-2	R, tampon	piquage 1	62,5	51.28	56.41	250	1.63	0,32	542.53	547.53	5
2-3	Piuqgae1	bâche	19.66	17.67	19.44	160	1.25	8.32	530	542.21	12.21
4-5	piquage 1	piquage 2	42,85	280	308	200	1.78	3.82	530	542.21	12.21
5-6	piquage 2	Réservoir Rouabah	37,61	1869.86	2056.70	160	2.39	22.31	494,39	537.41	36.99
					1146.51						

IV.8.2.2) Détermination des diamètres économiques des conduites de refoulement

Ce tronçon relie la station de pompage vers la station de reprise sur une longueur de 2640.75 m, son dimensionnement va se baser sur un calcul technico-économique.

$$H_g = CTP - CB = 542.53 - 326 = 216.53 \text{ m}$$

Débit d'exploitation de la station de pompage est calculé comme suit :

$$Q_{\text{exp}} = \frac{Q_{\text{max } j}}{t * 3600}$$

Q_{exp} : Débit d'exploitation (m^3/s) ;

$Q_{\text{max},j}$: Débit maximum journalier (m^3/j) ; $Q_{\text{max},j} = 5400.34 \text{ m}^3/\text{j}$.

t : Durée de fonctionnement de la station par jour, t = 20 h.

$$\text{A.N : } Q_{\text{exp},SR1} = \frac{5400.34}{20 * 3600} \Rightarrow Q_{\text{exp}} = 0.075 \text{ m}^3/\text{s} ;$$

Le diamètre économique moyennant la relation (IV.2) est de :

$$D_{\text{ec}} = 273 \text{ mm}$$

Le calcul technico-économique du diamètre économique sera pour la gamme de diamètres compris entre **200 et 500mm**.

CHAPITRE IV ETUDE D'ADDUCTION

Calcul des frais d'exploitation :

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

Moyennant les formules (IV.3), (IV.6) et (IV.7), on calcule les hauteurs manométriques totales correspondant aux différents diamètres et sont présentées dans le tableau IV.17.

Tableau IV.18: Variation des HMT en fonction du diamètre

Diamètre (mm)	Longueur (m)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	λ	H _{jin} (m)	H _{tot} (m)	Hg (m)	HMT (m)
200	2640,75	75	2,39	0,0377	144,55	159,01	213,90	372,91
250	2640,75	75	1,53	0,0350	44,03	48,43	213,90	262,33
300	2640,75	75	1,06	0,0330	16,70	18,37	213,90	232,27
350	2640,75	75	0,78	0,0315	7,37	8,10	213,90	222,00
400	2640,75	75	0,60	0,0302	3,63	3,99	213,90	217,89

Les frais d'exploitation correspondant aux différents diamètres sont présentés dans le tableau IV.18.

Tableau IV.19: Variation des frais d'exploitation en fonction du diamètre

Diamètre (mm)	Débit (l/s)	HMT (m)	Puissance (KW)	Consommation Annuelle (KWh)	Frais D'exploitation (DA)
200	75	372,91	391,954421	2861267	6495077
250	75	262,33	275,727899	2012814	4569087
300	75	232,27	244,131955	1782163	4045511
350	75	222,00	233,34182	1703395	3866707
400	75	217,89	229,020185	1671847	3795093

CHAPITRE IV ETUDE D'ADDUCTION

calcul des frais d'investissement :

Les dépenses d'investissement correspondant aux différents diamètres sont présentées dans le tableau IV.19.

Tableau IV.20: Variation des frais d'investissement en fonction du diamètre

Diamètre (mm)	Prix du ml (DA)	Longueur (m)	Prix total (DA)	Annuité (DA)	Investissement (DA)
200	2812	2640,75	7425789	0,094	698024,17
250	4150	2640,75	10959113	0,094	1030156,6
300	5250	2640,75	13863938	0,094	1303210,1
350	6000	2640,75	15844500	0,094	1489383
400	6580	2640,75	17376135	0,094	1633356,7

Bilan des coûts (Exploitation - Investissement) :

Le bilan des coûts de l'exploitation et de l'investissement figure dans le tableau IV.20

Tableau IV.21: Bilan des frais d'investissement et d'exploitation

DN (mm)	200	250	300	350	400
Investis (DA)	698024,2	1030157	1303210,1	1489383	1633357
Exploit (DA)	6495077	4569087	4045510,6	3866707	3795093
TOTAL (DA)	7193101	5599244	5348720,8	5356090	5428450

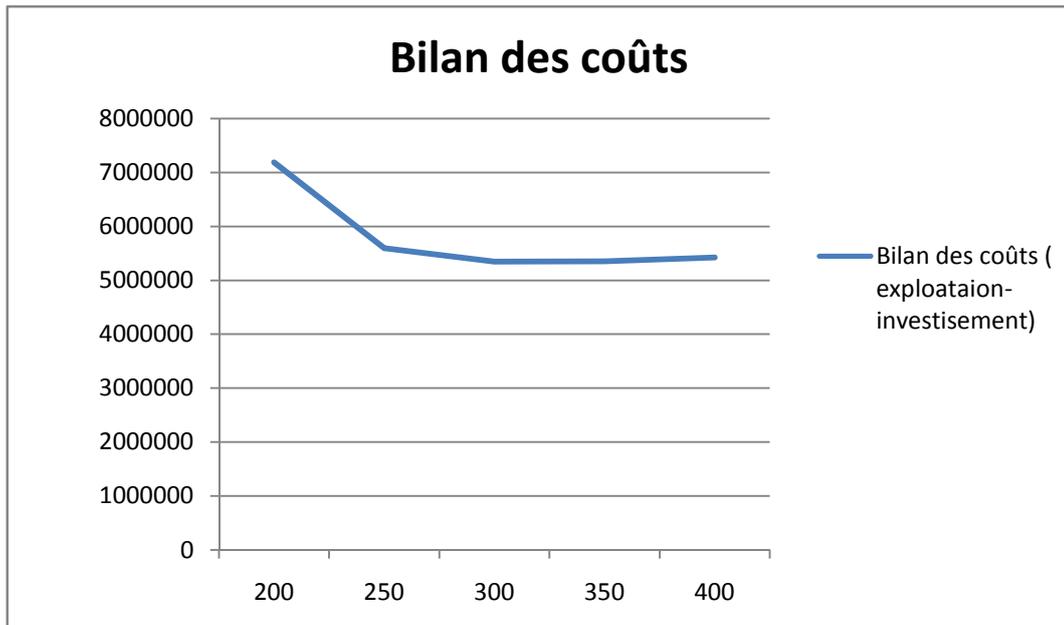


Figure IV.9 :Bilan des frais d'investissement et d'exploitation

Conclusion :

Selon la combinaison des frais d'investissement et d'exploitation, le bénéfice va au profit du diamètre **D 300** dont la vitesse est de **1.97m/s**. sur une longueur de **2640.75 m**

Vérification de la vitesse d'écoulement :

$$V_{ref} = \frac{Q}{S} = \frac{4 * Q}{\pi * D^2}$$

$$= \frac{4 * 0.075}{\pi * 0.300^2} = 1.06 \text{ m/s}$$

$$V_{ref} = 1.06 \text{ m/s}$$

La vitesse est admissible, donc le diamètre économique est de 250 mm

Remarque : les tronçons station de pompage vers les deux réservoirs Djouahra et Beni hayi sont les mêmes que la variante (01).

IV.9. Les bilans globaux :

Les tableaux ci-après regroupent les bilans globaux des différents tronçons de la première variante et de deuxième variante :

CHAPITRE IV ETUDE D'ADDUCTION

Tableau N°IV.22 :Bilan global de la première variante.

N° de variante	N° tronçon	Conduites	Diamètre (mm)	Type de conduite	Prix ML (DA)	Longueur (m)	Prix total (DA)	Bilan (DA)
VARIANTE 1	SP(1)-RT	refoulement	300	FONTE	5250	2600	13650000	20266842,48
	RT-1	gravitaire	250	PEHD	5448,76	18.27	99548,8	
	1-2		200	PEHD	3209,80	280	898744,0	
	2-ROUABAH		PEHD	200	3209,80	1503.95	4827378,7	
				160	2143.32	365.77	754711,5	
	1-BACHE		160	PEHD	2143.32	17.67	36459,4	

Tableau N°IV.23 :Bilan global de la deuxième variante.

N° de variante	N° tronçon	Conduites	Diamètre (mm)	Type de conduite	Prix ML (DA)	Longueur (m)	Prix total (DA)	Bilan (DA)
VARIANTE 2	SP(1)-RT	refoulement	300	FONTE	5250	2640.75	13863938	20833943,63
	RT-p1	gravitaire	250	PEHD	5448,76	51.28	279412,41	
	P1-P2		200	PEHD	3209,80	280	898744,00	
	P2-ROUABAH		PEHD	200	3209,80	1261.16	4048071,37	
				160	2143.32	827.45	1707318,96	
	P1-BACHE		160	PEHD	2143.32	17.67	36459,39	

Conclusion :

En conclusion la variante retenue dans ce projet est la variante N° 1.

L'étude technico-économique de l'adduction nous a permis de récapituler ce qui suit : l'adduction sera composée de 4 parties de refoulement de longueur **2600,10 ; 10m ; 2069.35** et **985.63** avec des diamètres : **300** en fonte ductile et **200,160,90** en **PEHD** et une partie gravitaire en **PEHD** de longueur de **2168.13m** avec des diamètres variant de **250** mm sur une longueur de **18.27** m, suivi d'un tançons de **280** m avec un diamètre de **200**mm, suivi d'un tronçon de **1503.95** avec un diamètre de **200** mm, suivi d'un tronçon de **365.77** avec un diamètre de **160** mm et enfin un tronçon de **17.67** m avec un diamètre de **110**mm.

CHAPITRE V :
ETUDE DE POMPAGE

Introduction :

Ce chapitre a pour but, l'étude et le choix de la pompe idéal adapté à l'usage de notre projet qui nous permet d'assurer le débit appelé et la hauteur manométrique totale au niveau des deux stations de pompage projetées le long de l'adduction.

Nous allons faire une étude de la station de pompage en dimensionnant les pompes, les moteurs et le bâtiment de la station avec le réglage et le calage de chaque pompe.

V.1.Définition:

Les pompes sont des machines hydrauliques dont le rôle consiste à élever le débit d'un point bas à un point haut.

Les pompes sont classées en deux grandes familles :

- Les pompes volumétriques ;
- Les pompes dynamiques (turbopompes).

V.2. Différents types de pompes et leurs caractéristiques :

V.2.1. Pompes volumétriques:

Elles sont caractérisées par un déplacement de liquide du point d'aspiration vers le point de refoulement qui se fait par un mouvement de :

- Translation ;
- Rotation ;
- Mixte (translation et rotation).

Elles sont destinées au pompage des fluides visqueux, elles élèvent de faibles débits à des pressions élevées, on distingue :

- Les pompes volumétriques rotatives ;
- Les pompes alternatives (à piston) ;
- Les pompes à rotor excentré, à rotor oscillant, à palettes, à engrenage.

V.2.2.Les turbopompes :

Une turbopompe est essentiellement constituée par un organe mobile ou une roue munie d'aubes ou d'ailettes animées d'un mouvement de rotation qui permet l'augmentation de l'énergie de fluide. Elle est précédée d'une entrée et suivie le plus souvent d'un diffuseur dans lequel une partie de l'énergie cinétique du fluide se transforme en pression. Ce sont les plus utilisées, on distingue :

- Les pompes centrifuges ;
- Les pompes à hélices ;
- Les pompes hélico-centrifuges.

CHAPITRE V ETUDE DU POMPAGE

Cette classification est basée sur la forme de la trajectoire à l'intérieur du rotor de la pompe (roues radiales, semi radiales, axiales). Les pompes centrifuges sont les plus utilisées pour des hauteurs d'élévations importantes (plusieurs dizaines de mètres). Les pompes à hélices élèvent des débits importants à des hauteurs faibles.

Les pompes centrifuges qui font partie de la famille des pompes dynamiques sont plus universellement utilisées. Le développement de ces dernières a été très rapide grâce au progrès réalisé dans l'emploi de la force motrice électrique, accouplées aux moteurs électriques, elles constituent des groupes légers, peu encombrants, peu coûteux et d'un très bon rendement.

V.3.Critères de Choix du type de pompe [6]

Les hauteurs manométriques en fonctions de débits sont données par des courbes caractéristiques de divers groupes centrifuges, ces caractéristiques permettent de choisir les types des pompes.

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

Les critères de choix du type de pompe sont :

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

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

V.4.Exigences principales soumises à la station de pompage

Tout projet de station de pompage doit tenir compte des recommandations suivantes :

- ☛ Diminution possible du coût de génie civil.
- ☛ Organisation de l'exécution des travaux en phases.
- ☛ Utilisation des matériaux de conception récente.
- ☛ Normalisation des solutions techniques.
- ☛ Utilisation des projets-type.
- ☛ Eviter les zones instables (sismiques et inondables).

V.5.Choix de l'emplacement de la station de pompage

- ☛ L'emplacement et le type de la station de pompage est établis suivant des principaux techniques et économiques :
- ☛ Assurant l'accès des engins, des voitures, à tout le bâtiment et à tout ouvrage (visite et réparation).
- ☛ Elle dépend du relief d'accès de l'alimentation en énergie électrique, des conditions géologiques.
- ☛ Prévoir les moyens de dérivation des eaux pluviales.
- ☛ Prévoir de la verdure autour de la station.
- ☛ La station de pompage doit être située au mieux par rapport aux besoins à satisfaire:
 - a) A la source en eau.
 - b) Aux conditions liées à la nature de la ressource en eau.
 - c) En notamment : (des plus basses eaux, des plus hautes eaux).

V.6.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:

- Mode de raccordement prise d'eau –station de refoulement.
- 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, ...).
- L'encombrement du à la pompe et ses accessoires.

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

- Ñ Bâtiment Type bloc.
- Ñ Bâtiment Type bâche sèche.
- Ñ Bâtiment Type bâche mouillée- pompe semblable.
- Ñ Bâtiment Type enterré.
- Ñ Bâtiment Type semi enterré.
- Ñ Bâtiment Type de surface.

Donc le choix de type de Bâtiment est représenté dans le tableau suivant :

CHAPITRE V ETUDE DU POMPAGE

Tableau V.1.Tableau de choix du type de bâtiment

paramètres	Type de bâtiment			
	bloc	Bâche sèche	Bâche mouillé	Surface
Débit Q(m ³ /s)	>2	<2	<6	<1,5
Type de pompe	Axiale a axe verticale ou horizontale	Pompe centrifuge	A axe verticale noyé	Pompe centrifuge
Hauteur admissible a l'aspiration (m)	-	<0 >0	<0 >0	aspiration
D : variation du plan d'eau de la rivière (m)	1-2	1-3	-	importante

V.7.Les équipements d'une station de pompage

- 1) Appareillage de contrôle du débit et de mesure de la pression.
- 2) Scellement du groupe électropompe.
- 3) Système de ventilation.
- 4) Système de drainage: il existe deux Systèmes qu'ils sont :
 - ☛ Caniveau: cas d'une station de pompage est proche de l'oued.
 - ☛ Puisard: cas ou la station de pompage est loin de l'oued.
- 5) Système d'éclairage, soit électrique soit de surface.
- 6) Système de levage: Pont roulant.
- 7) Système de protection contre l'incendie : Sacs de sable, Bouche d'incendie, pompe d'incendie, Extincteur....etc.
- 8) By-pass : anti bélier, réglage de débit, l'amorçage de la pompe.
- 9) Protection anti bélier.

V.8. Couplage des pompes :

On distingue deux types de couplage des pompes :

CHAPITRE V ETUDE DU POMPAGE

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

V.9. Choix du nombre de pompe secours

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

Les intervalles de nombre de pompe est comme suit :

Si :

- Nombre de pompe **n = 1** une seule pompe de secours
- Nombre de pompe **4 < n < 6** deux pompes de secours
- Nombre de pompe **6 < n < 10** trois pompes de secours

V.10. Choix du nombre de pompe:

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

Les critères de choix du type de pompe sont :

- Assurer le débit appelé et la hauteur HMT.
- Meilleur rendement.
- Vérifier la condition de non cavitation.
- Encombrement et poids les plus faibles.
- Vitesse de rotation la plus élevée.
- Puissance absorbée minimale.
- Être fabriquée en série

V.10.1. Refoulement : Station de pompage- Réservoir tampon :-

Le nombre, le type et les caractéristiques des pompes sont résumées dans le tableau V.2:

Tableau V.2.: Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre

n	Q appelé (m ³ /h)	HMT appelée (m)	Type de pompe	η (%)	HMT (m)	Vitesse (tr/min)	Nbre d'étage	Pabs (Kw)	(NPSH) _r (m)	Ø roue (mm)
1	270.02	231.99	PM 150/ 8 A	76.5	232	1450	8	219	2.72	150
2	135.01	231.99	PM 100/ 4 B	77.1	235	2900	4	119	4.44	125
3	90.01	231.99	PM 80/ 5 A	75.6	232	2900	5	77.4	3.98	80
4	67.51	231.99	PM 80/ 6 C	74.2	234	2900	6	62.8	3.03	80
5	54	231.99	HMU50-2/ 6A	72.2	231	2900	6	46.5	2,46	50

A partir du tableau V.2, on déduit que la variante de trois (02) pompes est la meilleure du point de vue rendement, puissance absorbée et nombre de pompes en parallèle.

CHAPITRE V ETUDE DU POMPAGE

Conclusion:

On opte pour un nombre de pompe de deux (02) en plus d'une (01) pompe de secours. Ces trois (03) pompes sont identiques de type **PM 100/ 4 B**.

IV-10-2. Courbes caractéristiques des pompes :

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

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

Les courbes caractéristiques de la pompe **PM 100/ 4 B** sont représentées dans la figure V-3

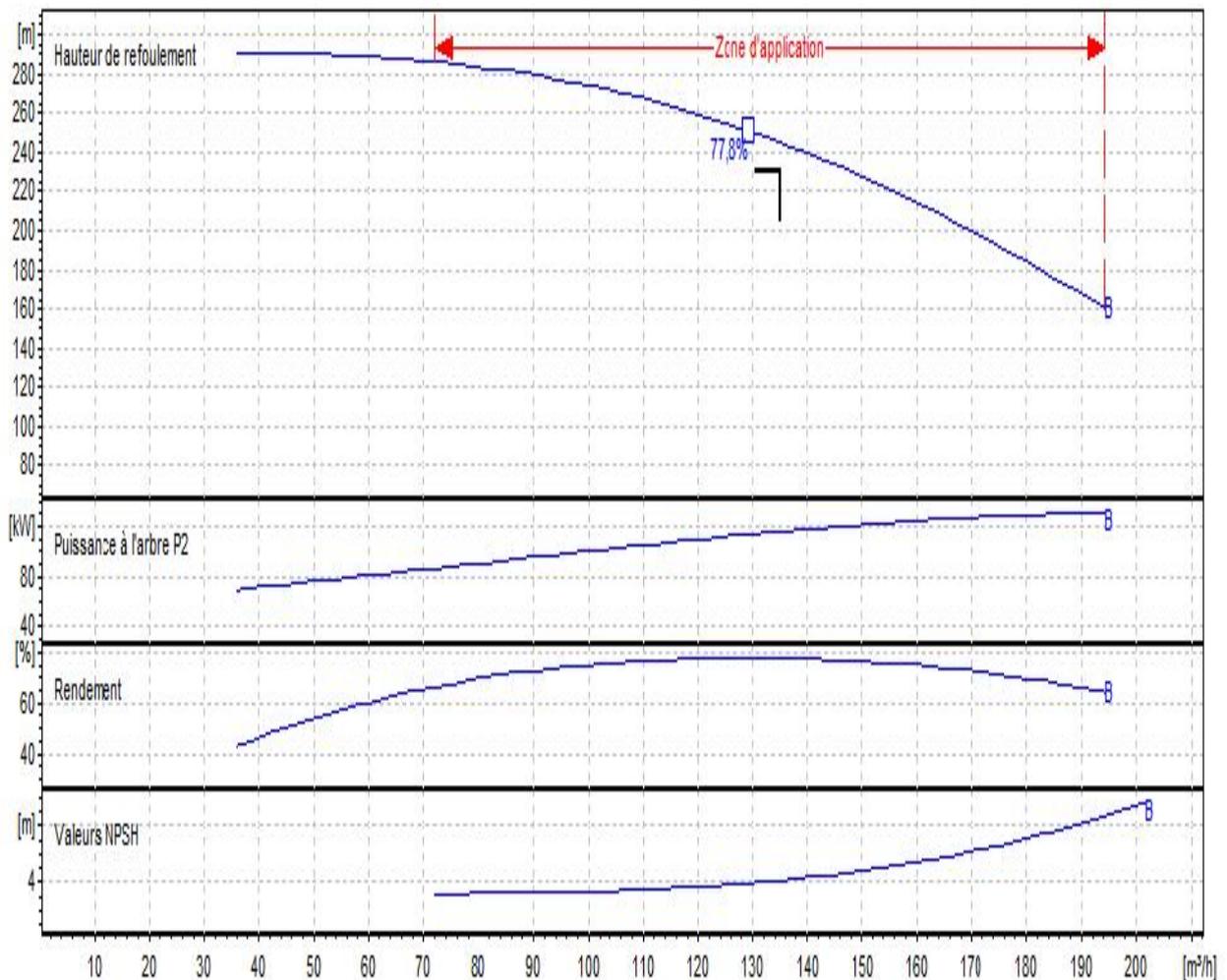


Figure V.1 : Les courbes caractéristiques de la pompe

CHAPITRE V ETUDE DU POMPAGE

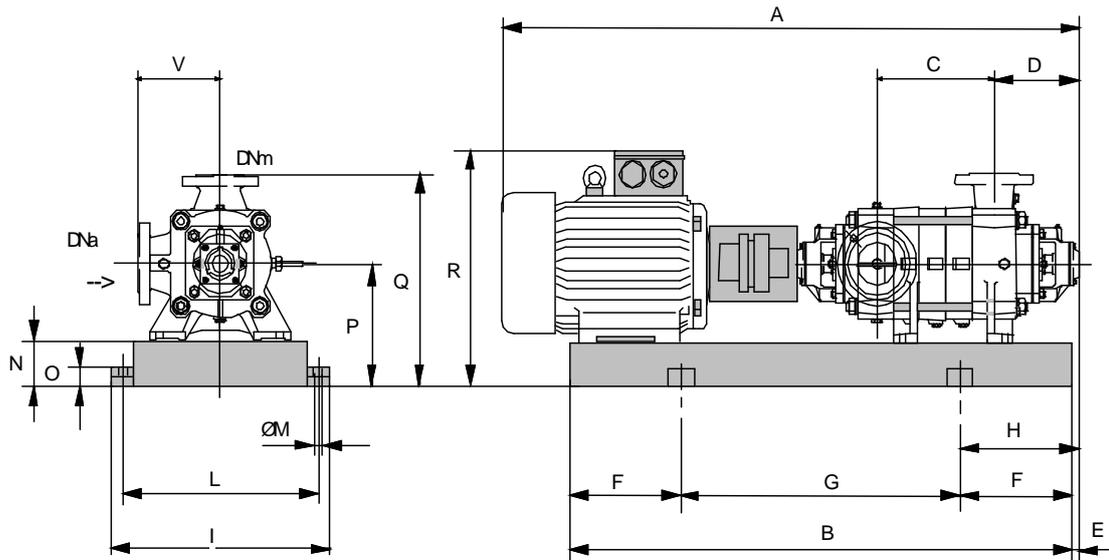


Figure V-2 : Encombrement de la pompe Caprari PM 100/ 4B

A=2325	B=1719	C=320	D=293	DNa=125	DNm=100	
E=190	F=300	G=1119	H=490	I=760	L=710	M=22
N=160	O=50	P=475	Q=745	R=982	V=270.	

V.10.3.Refolement : Station de reprise- Réservoir d'alimentation Beni hayi et Djouhra :

On note le nombre, le type et les caractéristiques des pompes dans le tableau V.3.:

Tableau V.3. : Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre

n	Q appelé (m ³ /h)	HMT appelée (m)	Type de pompe	η (%)	HMT (m)	Vitesse tr/min	Nbre d'étage	Pabs (Kw)	(NPSH) _r (m)	Ø roue (mm)
1	84.95	61.22	PM 80/ 2 C	73.1	63.5	2900	2	22.6	2.04	80
2	42.48	61.22	PM 80/ 6 B	72.5	61.4	1450	5	9.78	1.49	80
3	28.32	61.22	HMU50-1/ 2D	68.5	63.2	2900	2	7.86	1.99	50
4	21.24	61.22	HMU50-2/ 8D	70.1	62.5	1450	8	4.7	1.5	50

A partir du tableau V.3., on déduit que la variante de deux (01) pompes est la meilleure du point de vue rendement, puissance absorbée et nombre de pompes en parallèle.

Conclusion:

On opte pour un nombre de pompe un (01) en plus d'une (01) pompe de secours. Ces deux (02) pompes sont identiques de type **PM 80/ 2C**.

CHAPITRE V ETUDE DU POMPAGE

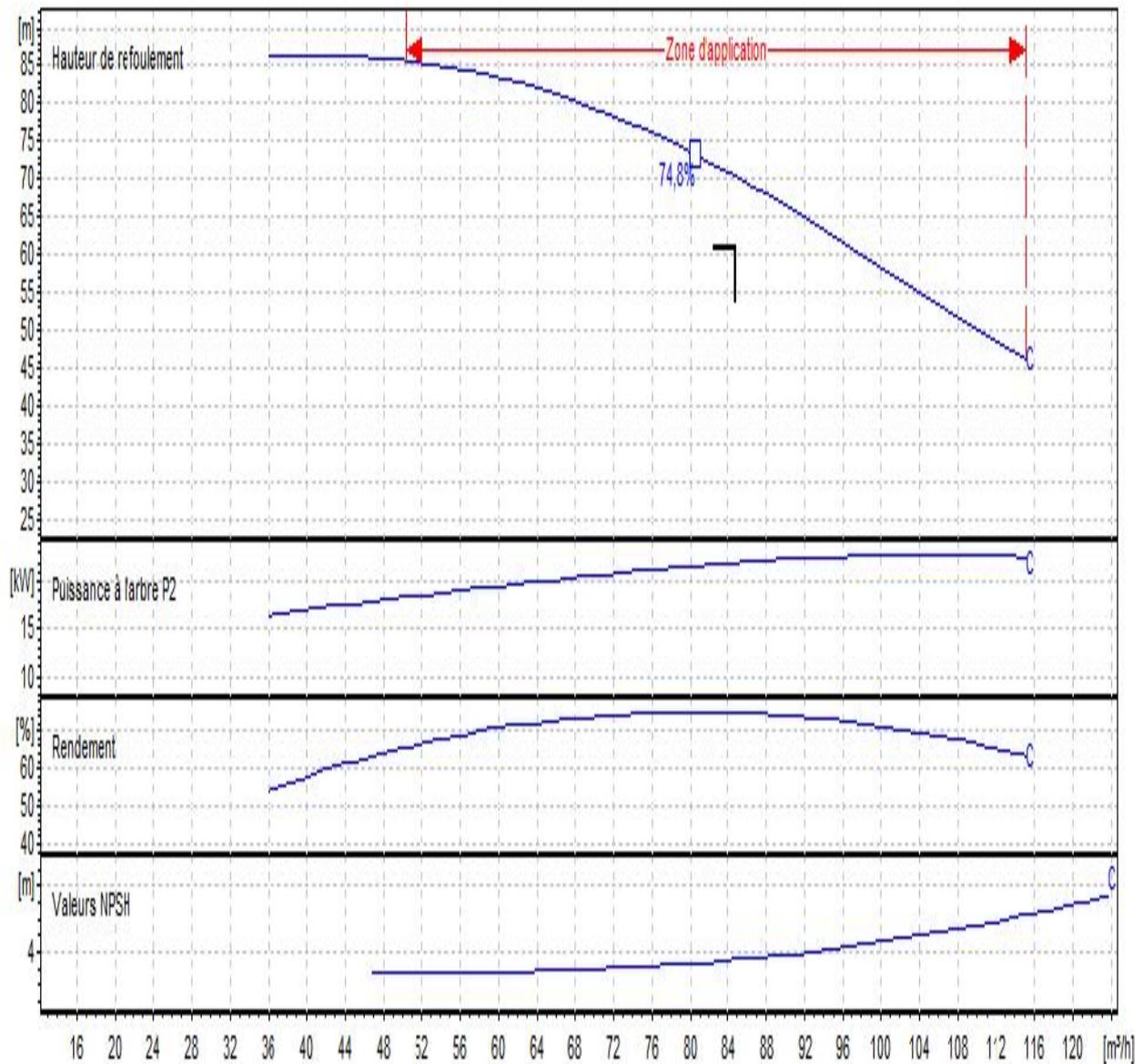
IV-10-4. Courbes caractéristiques des pompes :

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

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

Les courbes caractéristiques de la pompe **PM 80/ 2C**. Sont représentées dans la figure IV-3

Figure V.3 : Les courbes caractéristiques de la pompe



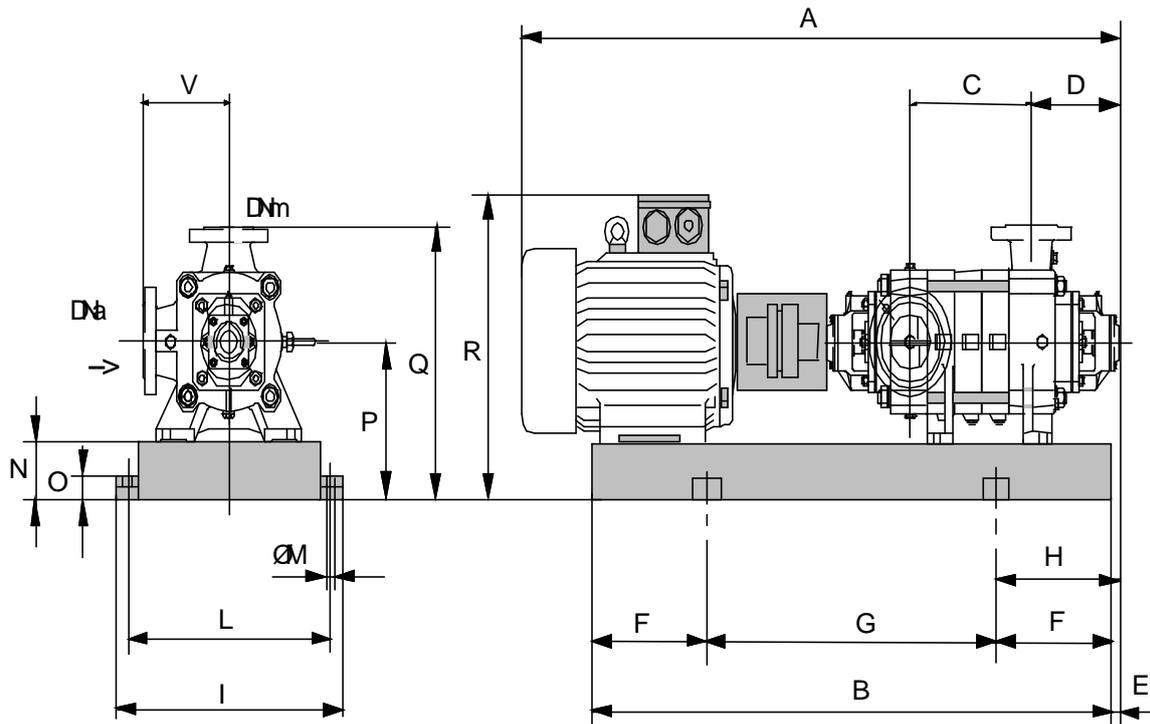


Figure V-2 : Encombrement de la pompe Caprari PM80/2C

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

V.11.Choix du moteur électrique

V.11.1.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.

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

V.11.2.Refolement : Station de pompage- Réservoir tampon

Caractéristiques du moteur

- Fréquence : 50Hz
- Tension nominale : 400V
- vitesse nominale : 2950tr/mim
- Nombre de pôles : 2
- Puissance nominal : 132Kw
- Courent nominal : -A

- Type de moteur : 3~

V.11.3. Refoulement : Station de reprise- Réservoir Djouahra et Beni hayi

Caractéristiques du moteur

- Fréquence : 50Hz
- Tension nominale : 400V
- vitesse nominale : 2950tr/mim
- Nombre de pôles :2
- Puissance nominal : 22Kw
- Courent nominal :-A
- Type de moteur : 3~

V.12. Point de fonctionnement d'une pompe :[5]

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

La courbe caractéristique de la pompe est donnée par le constructeur ou par les essais de pompage tandis que la courbe caractéristique de la conduite est déterminée par l'installateur de la pompe.

La pompe fonctionnera dans de bonnes conditions si le point de fonctionnement se trouve dans la zone non cavitationnelle et le débit lui correspondant dans plage de bon fonctionnement pour un rendement optimal.

Donc pour notre cas la détermination du point de fonctionnement nous donne toutes les informations nécessaires pour la bonne installation, et le meilleur rendement, ainsi une longue durée de vie.

V.13 Courbe caractéristique de la conduite

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

$$H_c = H_g + \Delta h_t \quad (\text{V.1})$$

- H_g : hauteur géométrique (m) ;

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

$$\Delta h_t = 1,1 * \Delta h_p^{lin} \quad (\text{V.2})$$

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

$$\Delta h_p^{lin} = \frac{8 * \} * L_{ref} * Q^2}{f^2 * g * D_{ec}^5} \quad (\text{V.3})$$

- $\}$: Coefficient de frottement qui est en fonction de la rugosité de la paroi interne de la conduite et du régime d'écoulement;

CHAPITRE V ETUDE DU POMPAGE

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

- Q : débit refoulé par la pompe (m^3/s) ;

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

- g : accélération de la pesanteur (m/s^2).

V.13.1. Refoulement : Station de pompage- Réservoir tampon

Tableau V-4 : Courbe caractéristique de la conduite de refoulement

Q (m^3/h)	2Q (m^3/h)	Hg (m)	L_{ref} (m)	D_{ec} (mm)	λ	H_{lin} (m)	H_{tot} (m)	Hc (m)
0	0	213,9	2600	300	0,03	0	0	213,90
25	50	213,9	2600	300	0,03	0,73	0,808	214,71
50	100	213,9	2600	300	0,03	2,94	3,230	217,13
75	150	213,9	2600	300	0,03	6,61	7,268	221,17
100	200	213,9	2600	300	0,03	11,75	12,922	226,82
125	250	213,9	2600	300	0,03	18,35	20,190	234,09
150	300	213,9	2600	300	0,03	26,43	29,074	242,97
175	350	213,9	2600	300	0,03	35,98	39,573	253,47

La courbe caractéristique de la conduite de refoulement et le point de fonctionnement de la pompe sont donnés sur la figure (V.3).

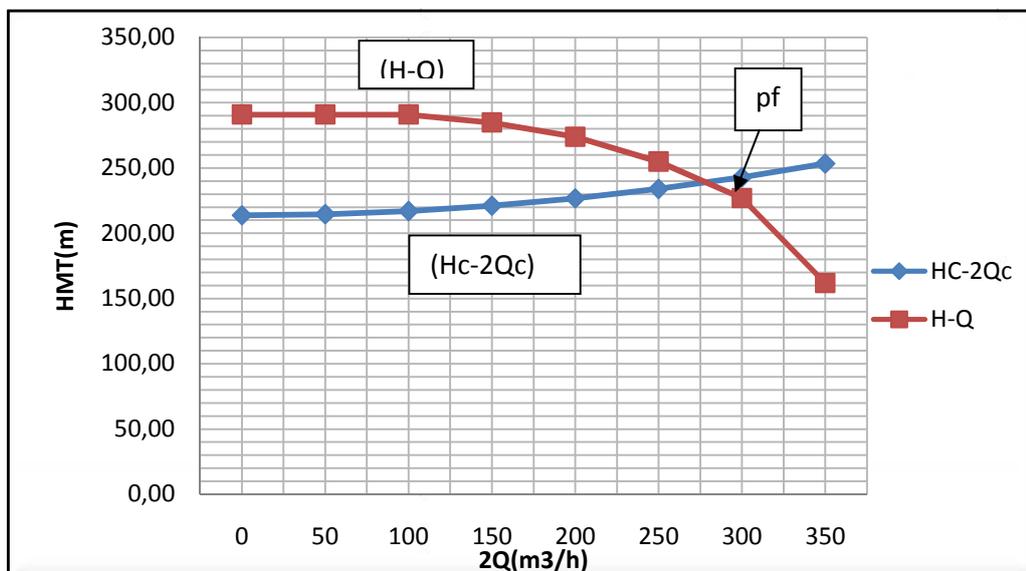


Figure N°V.3 : Point de fonctionnement de la pompe (SP N° 1)

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

CHAPITRE V ETUDE DU POMPAGE

$$\begin{cases} Q_{Pf} = 275m^3 / h \geq Q_{app} = 271m^3 / h \\ H_{Pf} = 233m > H_{app} = 231.99m \end{cases}$$

Conclusion :

Le débit demandé se trouve dans la plage de bon fonctionnement ($\pm 10\%$ du débit de point de fonctionnement).

V.13.2. Refoulement: Station de reprise- vers les deux réservoirs Djouahra et Beni hayi :

Tableau V.5 : Courbe caractéristique de la conduite de refoulement Djouahra

N°	Q (m ³ /h)	Hg (m)	L _{ref} (m)	D _{ec} (mm)	λ	H _{lin} (m)	H _{tot} (m)	Hc (m)
1	0	51,13	2063,35	141	0,011423	0	0	51,13
2	10	51,13	2063,35	141	0,011423	0,269636	0,2966	51,70
3	20	51,13	2063,35	141	0,011423	1,078544	1,186398	53,39
4	30	51,13	2063,35	141	0,011423	2,426724	2,669396	56,23
5	40	51,13	2063,35	141	0,011423	4,314176	4,745594	60,19
6	50	51,13	2063,35	141	0,011423	6,7409	7,41499	65,29
7	60	51,13	2063,35	141	0,011423	9,706896	10,67759	71,51
8	70	51,13	2063,35	141	0,011423	13,21216	14,53338	78,88

Tableau V.6 : Courbe caractéristique de la conduite de refoulement Beni hayi

N°	Q (m ³ /h)	Hg (m)	L _{ref} (m)	D _{ec} (mm)	λ	H _{lin} (m)	H _{tot} (m)	Hc (m)
1	0	39,45	985,63	79,2	0,012738	0	0	39,45
2	10	39,45	985,63	79,2	0,012738	2,568638	2,825502	44,84
3	20	39,45	985,63	79,2	0,012738	10,27455	11,30201	61,03
4	30	39,45	985,63	79,2	0,012738	23,11774	25,42951	88,00
5	40	39,45	985,63	79,2	0,012738	41,09821	45,20803	125,76
6	50	39,45	985,63	79,2	0,012738	64,21595	70,63754	174,30
7	60	39,45	985,63	79,2	0,012738	92,47096	101,7181	233,64
8	70	39,45	985,63	79,2	0,012738	125,8633	138,4496	303,76

CHAPITRE V ETUDE DU POMPAGE

La courbe caractéristique de deux conduites en parallèle est représentée dans la figure N°V.4

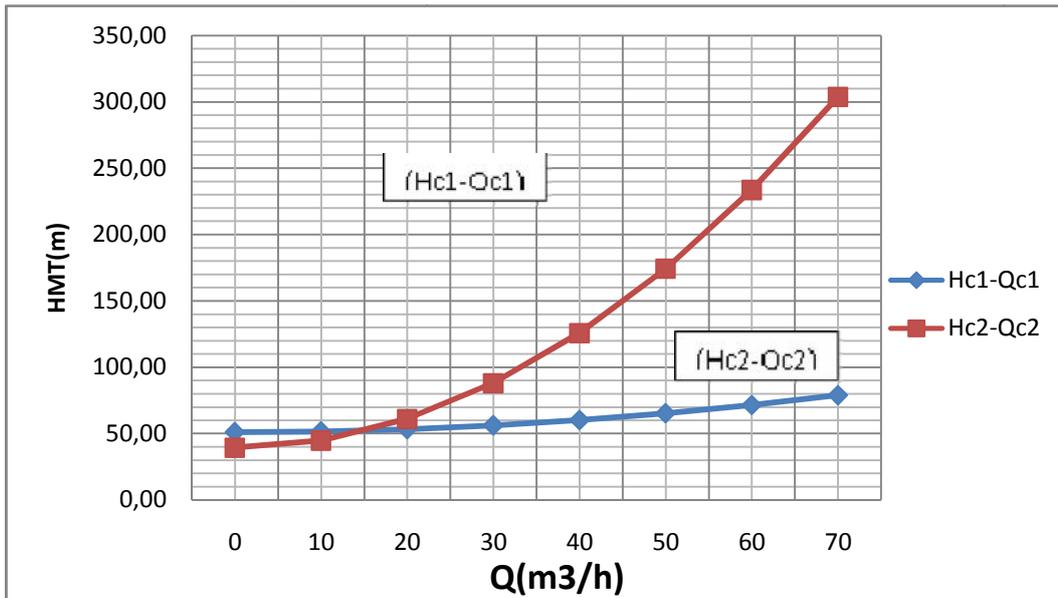


Figure V.4: courbe caractéristique des conduites Beni hayi et Rouabah)

La courbe caractéristique de la conduite de refoulement et le point de fonctionnement de la pompe sont donnés sur la figure (V.4).

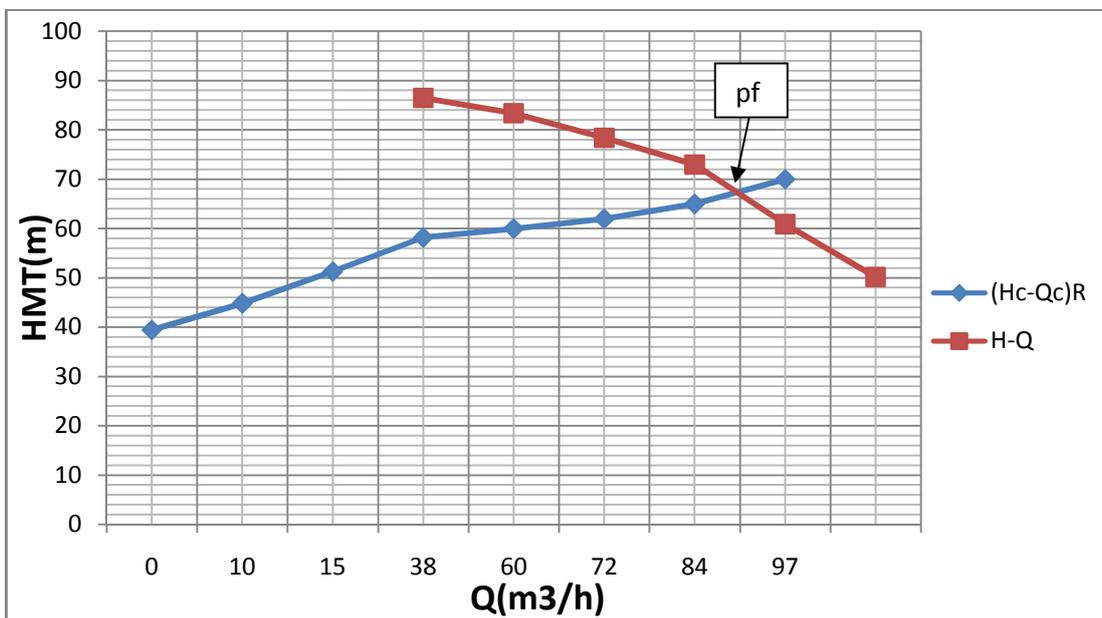


Figure N°V.5: Point de fonctionnement de la pompe (SR 1)

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

$$\begin{cases} Q_{Pf} = 90m^3 / h > Q_{app} = 84.99m^3 / h \\ H_{Pf} = 66m > H_{app} = 61.22m \end{cases}$$

Conclusion

Le débit correspondant au point de fonctionnement est supérieur au débit appelé et la hauteur manométrique correspondant au point de fonctionnement est inférieure à la hauteur manométrique appelée mais on remarque qu'ils sont presque identique c'est-à-dire : on peut éviter les modes de réglage car Le débit demandé se trouve dans la plage de bon fonctionnement ($\pm 10\%$ du débit de point de fonctionnement).

V.14. Modes de réglage[4]

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

V.14.1. Débit disponible > Débit appelé

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

V.14.1.1. 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.

V.14.1.2. Réglage quantitatif : appelé aussi vannage, c'est la fermeture partielle du robinet vanne de refoulement.

Le rendement de l'installation après vannage est :

$$y_{ap,van}^{inst} = y_{av,van}^{inst} * \frac{H_{app}}{H_{app} + h_v} \quad (\text{V.4})$$

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

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

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

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

$$h_v = H' - H_{app} \quad (\text{V.5})$$

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

V.14.1.3. Augmentation des pertes de charge dans les conduites de refoulement :

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

V.14.1.4. Diminution de temps de pompage :

Dans le cas où le pompage s'effectuerait dans un réservoir Le nouveau temps de fonctionnement de la station est tel que :

$$t' = \frac{Q_{app}}{Q_{pf}} * t \quad (\text{V.6})$$

- 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 (m^3/h).

V.14.1.5.Changement du type de la pompe : si cela est possible.

V.14.1.6.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.

6.1 Détermination du rendement de rognage

q : débit appelé par la pompe

Q : débit du point de fonctionnement

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{Q}{q} = \lambda^2 \dots\dots\dots (1) \\ \frac{H_{mt}}{h_{mt}} = \lambda^2 \dots\dots\dots (2) \end{array} \right.$$

De (1) et (2) on aura :
$$H_{mt} = \frac{h_{mt}}{q} \cdot Q$$

C'est une équation d'une droite de la forme :

$$H_{mt} = a \cdot Q$$

En outre

$$\frac{Q}{q} = \left[\frac{D}{d} \right]^2 \Rightarrow D = d \cdot \sqrt{\frac{q}{Q}} \quad (\text{V.7})$$

Avec :

q : débit appelé par la pompe (m^3/s)

Q : débit du point de fonctionnement (m^3/s)

d : diamètre de la roue à rogner (mm)

D : diamètre de la roue après rognage (mm)

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Avec } \left[\frac{d}{D} \right]^2 = \frac{1}{m^2} \\ R \% = (1-m).100 \end{array} \right.$$

Avec:

m : coefficient de rognage

R% < 15 : c'est bon, si non, il faut opter pour une autre solution.

V.14.2. Débit disponible < Débit appelé

V.14.2.1. Qualitatif : augmentation de la vitesse de rotation de la pompe.

V.14.2.2. Changement de type de pompe

V.15. Etude de la cavitation [4]

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.

$$(NPSH)_d = (NPSH)_r + r \quad (\mathbf{V.8})$$

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

On prend : $r = 0,5 \text{ m}$.

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 aspiration au niveau de chaque station de pompage, alors la hauteur d'aspiration admissible est régie par la relation suivante :

$$h_{asp}^{adm} = \frac{P_{atm}}{\rho \times g} - (NPSH)_r - r - T_v - \frac{V_{asp}^2}{2 \times g} - \sum \Delta H_{asp} \quad ; \quad (\mathbf{V.9})$$

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

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

Avec : H : altitude de la station.

CHAPITRE V ETUDE DU POMPAGE

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

Tableau V.7: 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.

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

- 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), $V_{asp} = \frac{4.Q}{f.D_a^2}$

- D_a : diamètre de la conduite d'aspiration,

$$D_a = (1,2 - 1,5) * DN_a \text{ (V.11)}$$

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

V.16. 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, et pour les conduites d'aspiration on opte **les conduites en acier**.

Pour les installations en charge : $\nabla_{axe} = \nabla_{min} - h_{asp}^{adm} + r \text{ (V.12)}$

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

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

V.16.1 Refoulement : Station de pompage- Réservoir tampon :

- La charge nette d'aspiration requise : $(NPSH)_r = 4,44$ m
- La pression atmosphérique : $P_{at} = 10,33 - 0,00139 * 326 = 9,88$ m
- La tension de vapeur d'eau à une température $T^\circ = 20^\circ \text{C}$: $T_v = 0,24$ mce
- Le diamètre de la conduite d'aspiration : $D_a = (1,2 - 1,5) * DN_a$

Donc : $D_a = 1,5 * 125 \Rightarrow D_a = 187,5$ mm

CHAPITRE V ETUDE DU POMPAGE

Le diamètre normalisé sera $D_a=200\text{mm}$

☛ La vitesse d'aspiration : $V_a = \frac{4 * 0.03750}{3,14 * 0.1875^2} \Rightarrow V_a = 1.34\text{m/s}$ (la vitesse n'est pas vérifiée)

D_a 250mm \longrightarrow $V_a = (0.7 \div 1\text{m/s})$

Donc il faut augmenter le diamètre et on trouve pour $D_a=225\text{mm}$, $V_a=0.99\text{m/s}$,

La vitesse est vérifiée.

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

$$\sum h_{asp}^{lin} = \frac{10 * L_{asp}}{1000} = \frac{10 * 10}{1000} = 0.1\text{m}$$

- La perte de charge totale à l'aspiration : $\Delta h_{asp} = 1,1 * 0,1 \Rightarrow \Delta h_{asp} = 0,11\text{m}$

☛ La hauteur d'aspiration admissible :

$$h_{adm}^{asp} = P_{at} - (NPSH)_r - r - T_v - \sum h_p^{asp} - \frac{V_{asp}^2}{2g}$$

$$h_{adm}^{asp} = 9,88 - 0,5 - 0,24 - \frac{0,99^2}{2 * 9,81} - 4,44 - 0,11 = 4,52\text{m}$$

La côte de l'axe de la pompe : $\nabla_{axe} = 326 + 4,52 - 0,1 \Rightarrow 330,42\text{mNGA}$

V.16.2 Refoulement: Station de reprise- Réservoir Djouahra et Beni hayi

- La charge nette d'aspiration requise : $(NPSH)_r = 2.07\text{m}$
- La pression atmosphérique : $P_{at} = 10,33 - 0,00139 * 528.89 = 9,59\text{m}$
- La tension de vapeur d'eau à une température $T^\circ = 20^\circ\text{C}$: $T_v = 0,24\text{mce}$
- Le diamètre de la conduite d'aspiration : $D_a = (1,2 - 1,5) * DN_a$

Donc : $D_a = 1,4 * 100 \Rightarrow D_a = 140\text{mm}$

☛ La vitesse d'aspiration : $V_a = \frac{4 * 0.02386}{3,14 * 0.140^2} \Rightarrow V_a = 1.50\text{m/s}$ (la vitesse n'est pas vérifiée)

D_a 250mm \longrightarrow $V_a = (0.7 \div 1\text{m/s})$ donc il faut augmenter le diamètre et on trouve pour

$D_a=180\text{mm}$, $V_a=0.93\text{m/s}$, la vitesse est vérifié.

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

$$\sum h_{asp}^{lin} = \frac{10 * L_{asp}}{1000} = \frac{10 * 10}{1000} = 0.1\text{m}$$

CHAPITRE V ETUDE DU POMPAGE

- La perte de charge totale à l'aspiration : $\Delta h_{asp} = 1,1 * 0,1 \Rightarrow \Delta h_{asp} = 0,11m$

☛ La hauteur d'aspiration admissible :

$$h_{adm}^{asp} = 9,59 - 0,5 - 0,24 - \frac{0,93^2}{2 * 9,81} - 2,07 - 0,11 = 6,51m \Rightarrow h_{asp}^{adm} = 6,62 m$$

La côte de l'axe de la pompe : $\nabla_{axe} = 528,89 + 6,62 - 0,1 \Rightarrow \nabla_{axe} = 535,12NGA$

V.17. Équipements hydrauliques en amont et en aval de la pompe :

Suivant le schéma ci-dessous nous allons définir chaque accessoire

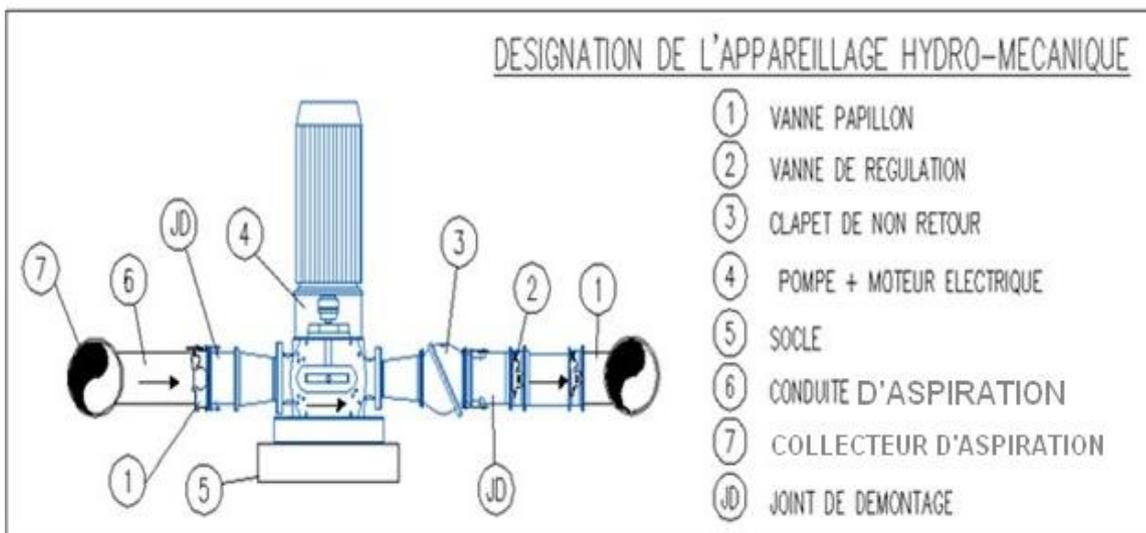


Figure V.7 : Équipements en amont et en aval de la pompe.

V.18. Équipements en amont de la pompe

➤ Conduite d'aspiration :

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

➤ Joints :

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

➤ Joint de démontage :

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

➤ Convergent d'aspiration :

CHAPITRE V ETUDE DU POMPAGE

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 supérieure de notre convergent.

➤ Vanne papillon :

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

➤ Les ventouses :

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

V.19.Équipements en aval de la pompe

➤ divergent :

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

➤ clapet de non-retour :

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

➤ Joint de démontage :

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

➤ Vanne de régulation :

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

➤ Vanne papillon :

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

➤ Conduit de refoulement :

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

➤ Collecteur de refoulement :

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

➤ Le by-pass :

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

➤ Soupape de décharge :

Cet équipement est destiné à limiter la surpression, on le trouve installé avec le clapet.

V.20. Dimensions du bâtiment :

On a suivi les étapes suivantes

V.20.1. Bâtiment de Station de pompage n1

V.20.1.1. Longueur du bâtiment :

$$L_b = n_p \times l + l_{int} + l_{pf} + l_R + l_p \quad (\text{V.13})$$

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

l : longueur de la pompe + moteur, $l = 0.76 \text{ m}$

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 : $L_b = 3 \times 0.76 + 1 + 3 + 3 + 4 = 13.28 \text{ m}$.

Donc : La station de pompage aura une longueur de **13.5 m**.

V.20.1.2. Largeur du bâtiment:

$$l_b = l_1 + l_2 + l_3 + l_4 + 2s \quad (\text{V.14})$$

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, $l_2 = 0.3 \text{ m}$.

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

l_p : longueur de la pompe, $l_p = 1.71 \text{ m}$.

l_{asp} : longueur d'aspiration, $l_{asp} = 3 \text{ m}$.

l_{tr} : longueur de tubulaire de refoulement $l_{tr} \geq 2 \cdot D_r = 0.65 \text{ m}$.

l_c : longueur du convergent, $l_c = 4 \cdot (D_r - d_r) = 1.08 \text{ m}$. $l_c = 1.08 \text{ m}$.

l_j : longueur des joints, $l_j = 0.5 \text{ m}$.

Donc : $l_b = 0.3 + 0.3 + 1.71 + 3 + 0.65 + 1.08 + 0.5 + 0.4 \times 2 = 8.34 \text{ m}$

Donc La station de pompage aura une largeur de **8.5 m**.

V.20.1.3. Hauteur du bâtiment:

CHAPITRE V ETUDE DU POMPAGE

$$H_b = h_5 + h_6 + h_7 + h_8 + h_9 \text{ (V.15)}$$

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

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

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

$$h_p = 0,98 \text{ m.}$$

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

$$h_7 : \text{ hauteur du chariot, } h_7 = 0.3 \text{ m.}$$

$$h_8 : \text{ hauteur profilée, } h_8 = 0.8 \text{ m.}$$

$$h_9 : \text{ hauteur de sécurité, } h_9 = 0.5 \text{ m.}$$

$$\text{Donc : } H_b = 1,78 + 2.2 + 0.3 + 0.8 + 0.5 = 5,58 \text{ m.}$$

Donc : La station de pompage aura une hauteur de **6m**.

V.20.1.4. Dimensions des portes

- ✓ porte principale : **3,2*3**
- ✓ porte secondaire : **2,5*1,6**

V.20.1.5. 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.

$$\sum S_f = 0,13 * 13.5 * 8.5 \Rightarrow \sum S_f = 14.92 \text{ m}^2$$

Le nombre de fenêtres sera :

$$n = \frac{\sum S_f}{S_f} \text{ (V.16)}$$

n : nombre des fenêtres ;

Sf : surface d'une seule fenêtre, Sf = (1,5 * 2,5) ;

$$\text{A.N : } n = \frac{14.56}{1,5 * 2,5} \Rightarrow n = 4 \text{ fenêtres}$$

V.20.2. Bâtiment de Station de Reprise

V.20.2.1. Longueur du bâtiment :

$$L_b = n_p \times l + l_{int} + l_{pf} + l_R + l_p$$

n_p : nombres de pompes, $n_p = 2$.

l : longueur de la pompe + moteur, $l = 0.6\text{m}$

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

l_{pf} : longueur de la plateforme, $l_{pf} = 3\text{m}$.

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 : $L_b = 0.6 \times 2 + 1 + 3 + 3 + 4 = 12.2\text{m}$.

Donc: La station de pompage aura une longueur de **12.5 m**.

V.20.2.2. Largeur du bâtiment:

$$l_b = l_1 + l_2 + l_3 + l_4 + 2s.$$

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, $l_2 = 0.27\text{m}$.

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

l_p : longueur de la pompe, $l_p = 1.24\text{m}$.

l_{asp} : longueur d'aspiration, $l_{asp} = 3\text{m}$.

l_{tr} : longueur de tubulaire de refoulement, $l_{tr} = 0.36\text{m}$.

l_c : longueur du convergent, $l_c = 1.08\text{m}$.

l_j : longueur des joints, $l_j = 0.5\text{m}$.

Donc : $l_b = 0.27 + 0.3 + 1.24 + 3 + 0.36 + 1.08 + 0.5 + 0.4 \times 2 = 7.55\text{m}$

Donc: La station de pompage aura une largeur de **8 m**.

V.20.2.3. Hauteur du bâtiment:

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

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

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

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

$h_p = 0,55 \text{ m.}$

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

h_7 : hauteur du chariot, $h_7 = 0.3 \text{ m.}$

h_8 : hauteur profilée, $h_8 = 0.8 \text{ m.}$

h_9 : hauteur de sécurité, $h_9 = 0.5 \text{ m.}$

Donc : $H_b = 1,35 + 2.2 + 0.3 + 0.8 + 0.5 = 5,15 \text{ m.}$

Donc: La station de pompage aura une hauteur de **5,5m.**

V.20.2.4. Dimensions des portes

- ✓ porte principale : **3,2*3**
- ✓ porte secondaire : **2,5*1,6**

V.20.2.5. 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.

$$\sum S_f = 0,13 * 13 * 8 \Rightarrow \sum S_f = 13.52 \text{ m}^2$$

Le nombre de fenêtres sera :

$$n = \frac{\sum S_f}{S_f}$$

n : nombre de fenetres ;

S_f : surface d'une seule fenêtre, $S_f = (1,5 * 2,5)$;

$$\text{A.N : } n = \frac{13.52}{1,5 * 2,5} \Rightarrow n = 4 \text{ fen\^etres.}$$

V-21. Protection contre coup de bélier :

V-21-1. Définition :

Le coup de bélier c'est un phénomène oscillatoire transitoire qui se manifeste dans les conduites en charge, soit gravitaire soit en refoulement. [01] [03]

V-21-2. Les causes du coup de bélier :

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

V-21-3. Les risques des aux coups de bélier :

- **Fortes pressions** : Si la somme de la surpression et de la pression et de la pression initiale dépasse la pression maximale admissible de la conduite, il peut avoir fissuration de cette dernière, et dislocation des joints.
- **Pressions négatives** : apparaît soit à la suite d'une forte pression, soit à la suite d'un arrêt brusque de la pompe. Si la pression devient inférieure à $-10mce$ → implosion de la conduite, l'aspiration des joints, décollement de l'enduit interne de protection.
- **Fatigue de la conduite** : L'alternance des surpressions et des dépressions provoque la fatigue de la conduite.

V-21-4. Les remèdes :

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

-Etudier et dimensionner les moyens anti-béliers pour :

Atténuer les surpressions et les dépressions.

Economie dans la fabrication des tuyaux.

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

V-21-5. Calcul des réservoirs d'air :

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

Comme méthode de calcul, on distingue :

- **Méthode de VIBERT**

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

- **Méthode de BERGERON**

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

V-22 Dimensionnement du réservoir d'air :

Pour tenir compte de l'effet du sol sur la conduite, **Pr.B.SALAH** trouve et publie la formule suivante qu'à utiliser (donnant la célérité d'onde du coup de bélier quand la conduite est enterrée):

CHAPITRE V ETUDE DU POMPAGE

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

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). ($e_m = 0,0072 \text{ m}$ pour $\varnothing = 300 \text{ mm}$)

a : Rayon intérieur de la conduite (m)

ν_m : Coefficient de poisson du matériau de la conduite ; $\nu_m = 0,5$ (PEHD), $\nu_m = 0,3$ (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; $E_m = 1,2 \cdot 10^9$ Pascal pour PEHD

$E_m = 1,1011$ Pascal pour le fonte

E_s : Module de Young du sol ; $E_s = 2,10^8$ Pascal

➤ La charge tenant compte du coup de bélier:

$$Z_{\max} = Hg + \frac{C \cdot V_0}{g} \quad (\text{VI.3})$$

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

g: l'accélération de pesanteur.

➤ La charge statique absolue: $Z_0 = Hg + 10$

➤ La charge maximale absolue:

$$Z_{\max} = Z_0 + \frac{C \cdot V_0}{g}$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{D'où :} \\ \frac{Z_{\max}}{Z_0} \\ h_0 = \frac{V_0^2}{2 \cdot g} \Rightarrow \frac{h_0}{Z_0} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Abaque de VIBERT} \Rightarrow \frac{U_0}{LS}; \frac{Z_{\min}}{Z_0} \quad (\text{voir annexe 4})$$

$$U_0 \cdot Z_0 = U_{\max} \cdot Z_{\min} \Rightarrow U_{\max} = \frac{U_0}{\frac{Z_{\min}}{Z_0}} \quad (\text{VI.4})$$

U_{\max} : volume du réservoir d'air anti bélier.

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

CHAPITRE V ETUDE DU POMPAGE

Tableau V.8: Les caractéristiques des différents tronçons de l'adduction de refoulement:

N° de station	Type de matériau	D (mm)	S (m ²)	V (m/S)	L (m)	Hg (m)
SP	fonte	300	0,047	1,06	2600	213.9
SR	PEHD	160	0.020	1.04	2064.35	51.13
SR	PEHD	90	0.006	1.52	985.63	39.45

V.22.1. 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 V.9: Calcul de célérité d'onde des différents tronçons de l'adduction de refoulement

Adduction	K (Pa)	ρ (Kg/m ³)	a	ν_m	ν_s	E _s (Pa)	E _m (Pa)	e _m (m)	C
	(x 10 ⁹)		(m)			(x 10 ⁸)	(x 10 ¹¹)		(m/s)
SP-RT	2.07	1000	0.15	0.3	0.33	2	1	0.0072	1089.83
SR-Djouahra	2.07	1000	0.071	0.5	0.33	2	0.012	0.0095	478.44
SR-Beni hayi	2.07	1000	0.039	0.5	0.33	2	0.012	0.0054	481.13

V.22.2. Calcul des capacités des différents réservoirs d'air anti bélier :

Tableau V.10: Calcul de volume des différents réservoirs d'air anti bélier de l'adduction de refoulement

N° de station	Z ₀ (m)	Z _{max} (m)	V ₀ (m/s)	g (m/s ²)	h ₀ (m)	h ₀ /Z ₀ (x10 ⁻⁴)	U ₀ /L*S (x10 ⁻³)	Z _{min} /Z ₀	U ₀ (m ³)	U _{max} (m ³)	V (m ³)
SP1	223.9	341.66	1.06	9.81	0.057	2.55	3.4	0.69	0.42	0.602	0.7
SR	61.13	111.85	1.04	9.81	0.055	8.99	6.5	0.61	0.27	0.439	0.5
SR	49.45	75.52	1.54	9.81	0.12	24.2	32	0.69	0.189	0.274	0.3

V.23. Installation du réservoir d'air anti bélier :

Le réservoir d'air anti bélier est 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.

Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons dimensionné l'intégrale de la station de pompage, en effet on a pu déterminé les pompes adéquates à cette adduction ainsi que les dimensions des différents équipements en amont et en aval de la pompe et les dimensions du bâtiment, et à la fin la protection de la conduite contre le coup de bélier par des réservoirs d'air.

CHAPITRE VI :
ORGANISATION DE CHANTIER

Introduction :

L'organisation du chantier consiste à déterminer et à coordonner la mise en œuvre des moyens nécessaires pour la réalisation et l'exécution des travaux dans les meilleures conditions possibles et dans les plus brefs délais avec le maximum de sécurité.

VI.1 Sécurité du travail : [7]

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

L'essentiel objectif de la sécurité d'un travail sera la diminution de la fréquence et la gravité des accidents dans les chantiers, d'où le domaine hydraulique couvre un large éventuel lors de la réalisation d'un projet de transfert, les différentes phases d'exécution des travaux sont effectués tel que :

- Travaux d'excavation et de terrassements (pose des conduites, implantation des réservoirs de stockage, station de pompage etc.).
- Travaux de construction (génie civil).tel que le bétonnage, ferrailage et autre phase de réalisation concerne l'implantation des réservoirs de stockage et des stations de pompage,

VI.1.1. Causes des accidents de travail :

Les accidents de travail à des conditions dangereuses et actions dangereuses sont causés par deux facteurs :

VI.1.1.1 Facteurs humain :

- Manque de contrôle et négligence ;
- La fatigue des travailleurs, agent de maîtrise et les responsables ;
- Encombrement dans les différentes phases d'exécution des travaux ;
- Erreurs de jugement ou de raisonnement ;
- Suivre un rythme de travail inadapté.

VI.1.1.2 Facteurs matériel :

- Outillage, engins, et machines de travail ;
- Nature des matériaux mis en œuvre ;
- La difficulté posée lors de l'exécution du travail ;
- Les installations mécaniques et électriques.

VI.1.2. Conditions dangereuses :

- Installations non protégées ;
- Installations mal protégées ;
- Outillages, engins et machines en mauvais état ;
- Protection individuelle inexistante ;
- Défaut dans la conception, dans la construction ;
- Matières défectueuses ;
- Stockage irrationnel ;
- Mauvaise disposition des lieux ;
- Eclairages défectueux ;
- Facteurs d'ambiance impropres ;
- Conditions climatiques défavorables.

VI.1.3 Actions dangereuses :

- Intervenir sans précaution sur des machines en mouvement ;
- Intervenir sans précaution sur des installations sous pression, sous tension ;
- Agir sans prévenir ou sans autorisation,
- Neutraliser les dispositifs de sécurités ;
- Ne pas utiliser l'équipement de protection individuelle ;
- Mauvaise utilisation d'un outillage ou engin ;
- Importance durant les opérations de stockage ;
- Adopter une position peu sûre ;
- Travailler dans une altitude inappropriée ;
- Suivre un rythme de travail inadapté ;
- Plaisanter ou se quereller.

VI.2. Mesures préventives pour éviter les causes des accidents :

VI.2.1. Protection individuelle :

Pour mieux protéger contre les dangers pendant l'exercice de certaines professions, il est indispensable d'utiliser les dispositifs de protection individuelle (casques, gants, chaussures, lunette protectrice etc.)

VI.2.2. Protection collective :

Le chef de chantier ou l'entrepreneur, en ce poste doit mettre en évidence les points suivants :

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

a)Engin de levage :

La grue, pipe layer et autres engins par leurs précisions et possibilité de manutention variés, constituent la pose de travail ou la sécurité n'admet pas la moindre négligence, alors le technicien responsable à :

- Affecter du personnel compétent.
- Procéder aux vérifications périodiques des engins selon la notice du constructeur.
- Délimiter une zone de sécurité autour des engins de levage et en particulier à éviter tout stationnement sous une charge levée.

b) Appareillage électrique :

Pour éviter les risques des appareils électriques, il faut absolument proscrire le bricolage, car une ligne ou une installation électrique ne doit pas être placée que par des électriciens qualifiés.

Conclusion

À travers ce chapitre, on peut conclure que Pour une bonne gestion et exploitation des ouvrages, il est nécessaire de savoir les causes des accidents et éviter les actions dangereuses. Ainsi donc on peut offrir une meilleure condition de travail pour les personnels et une bonne performance de fonctionnement des Engins.

VI.3.Travaux concernant les stations de pompage :

Les étapes des différents travaux sur des chantiers de réalisation des adductions pour l'A.E.P sont :

- ❖ Implantation des tracés des tranchées sur le terrain ;
- ❖ Nivellement de la plate-forme de pose ;

- ❖ Excavation des tranchées ;
- ❖ Pose des conduites ;
- ❖ Epreuve de joint et de canalisation ;

Remblaiement des tranchées

VI.4.Réalisation des travaux concernant les stations de pompage :

Les tâches constituant les travaux à faire pour la construction de la station de pompage sont :

- Exécution du décapage.
- Exécution des fouilles.
- Coulage du béton de propreté.
- Coulage du béton pour les semelles.
- Coulage du béton pour les demi-poteaux.
- Remblayage des fouilles.
- Coulage du béton des longrines inférieures.
- Remblayage des casiers.
- Coulage de la chape inférieure.
- Coulage du béton de poteaux.
- Coulage du béton pour longrines supérieures et de la dalle.
- Maçonnerie et finition générale.

VI.5.Calcul des volumes des travaux de l'adduction :

VI.5.1.Déblais d'excavation :

Le volume des déblais est calculé en fonction des surfaces des coupes en travers

Sachant que :

$$V_{exc} = S * L_{exc} = (b * h) * L_{exc} \text{ (VII.1)}$$

V_{exc} : volume des déblais entre deux coupes consécutives;

L : distance entre deux coupes consécutives.

b : largeur de la tranchée;

h : profondeur de la tranchée ;

VI.5.1.1.La profondeur de la tranchée :

La profondeur de la tranchée dépend du diamètre de la conduite.

Elle est donnée par la relation suivante :

$$H_{tr} = D + h + h_1 \text{ (VII.2)}$$

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.

VI.5.1.2.Largueur de la tranchée :

La largeur de la tranchée sera calculée en fonction du diamètre de la conduite en laissant 30 cm d'espace de chaque côté de la conduite.

$$b = D + 0,6 \text{ m.}$$

CHAPITRE VI ORGANISATION DE CHANTIER

b : largeur de la tranchée (m) et D : diamètre de la conduite (m).

Tableau VI.1: calcul du volume à excaver

D (mm)	L (m)	b (m)	H _{tr} (m)	V _D (m ³)
300	2600	0,9	1,45	3393
250	18,27	0,85	1,4	21,74
200	1934,35	0,8	1,35	2089,09
160	2989,51	0,76	1,31	2976,35
90	726,78	0,69	1,24	621,832
volume Total				9102,02

Tableau VI.2: calcul du volume de lit de sable

D (mm)	L (m)	b (m)	H _{tr} (m)	V _D (m ³)
300	2600	0,9	0,15	351,00
250	18,27	0,85	0,15	2,33
200	1934,35	0,8	0,15	232,12
160	2989,51	0,76	0,15	340,80
90	726,78	0,69	0,15	75,22
volume Total				1001,48

VI.5.2.Remblais compacté :

Le volume des remblais sera le volume des déblais réduit par le volume occupé par la conduite et du volume du lit de sable :

$$V_r = V_{exc} - V_s - V_c \text{ (VII.5)}$$

V_r : volume du remblai

V_{exc} : volume du déblai (volume excavé)

V_{cond} : volume occupé par la conduite.

V_s : volume du lit de sable.

CHAPITRE VI ORGANISATION DE CHANTIER

Tableau VI.3: calcul du volume du remblai de l'adduction

D (mm)	L(m)	S _{cond} (m ²)	V _{cond} (m ³)	V _s (m ³)	V _D (m ³)	V _r (m ³)
300	2600	0,071	183,7832	351,00	3393	2858,22
250	18,27	0,049	0,896827	2,33	21,7413	18,52
200	1934,35	0,031	60,7694	232,12	2089,098	1796,21
160	2989,51	0,020	60,10766	340,80	2976,356	2575,44
90	726,78	0,006	4,623575	75,22	621,833	541,99
Volume Total						7790,37

VI.6. Calcul du coût des travaux:

VI.6.1 calcul le coût des travaux de l'adduction

❖ Prix total des conduites

Tableau VI.4 : Tableau de prix total des conduites

D (mm)	L (m)	Prix unitaire	prix total (DA)
300	2600	5250	13650000
250	18,27	5448,76	99548,8452
200	1934,35	3209,8	6208876,63
160	2989,51	2143,32	6407476,57
90	726,78	727,97	529074,037
Coût Total des conduites			26894976,1

Tableau VII .5 : Frais total des travaux du pose de canalisation

Travaux	Quantité(m3)	prix unitaire(DA)	prix total (DA)
Déblai	9102,02	348	3167502,96
remblai	7790,37	400	3116148
lit de pose	1001,48	1000	1001480
volume Total			7285130,96

VII.6.2 calcul le coût des travaux du station de pompage :

VI.6.2.1. Les dimensions de la première station de pompage :

- Longueur de la station : **L=13.5m**
- Largeur de la station : **B=8.5m**
- Hauteur de la station : **H=6m**

VI.6.2.2 Les dimensions de la deuxième station de reprise :

- Longueur de la station : **L=12.5m**
- Largeur de la station : **B=8 m**
- Hauteur de la station : **H=5,5m**

- Poteaux : $b \times b = 0.40 \times 0.40$

- Poutres : $b \times b = 0.40 \times 0.50$

VI.7. Calculs et résultats

VI.7.1. Station de pompage:

C'est un ouvrage construit en briques et en béton où les pompes sont installées à l'intérieur, permet le transfert d'eau par une conduite de refoulement.

VI.7.1.1 Détermination du volume de déblais :

Le volume de déblais de chaque semelle peut être calculé de la manière suivante :

$$V_s = 1.5 \times 1.5 \times 1.5 = 3.375 \text{ m}^3$$

Nous avons 15 fouilles donc: $V_{st} = 50.63 \text{ m}^3$

VI.7.1.2. Détermination du volume de décapage:

$$V_{dec} = S_{dec} \times h_{dec} \text{ et } S_{dec} = L' \times B'$$

Avec: $L' = L + 0.55 + 0.55 = 13.5 + 0.55 + 0.55 = 14.6 \text{ m} \Rightarrow L' = 14.6 \text{ m}$.

$B' = B + 0.55 + 0.55 = 8.5 + 0.55 + 0.55 = 9.6 \text{ m} \Rightarrow B' = 9,6 \text{ m}$.

D'où: $S_{dec} = 9,6 \times 14.6 = 132.68 \text{ m}^2 \Rightarrow S_{dec} = 132.68 \text{ m}^2$

On aura alors: $V_{dec} = S_{dec} \times h_{dec} = 132,68 \times 0,1 = 13,27 \text{ m}^3 \Rightarrow V_{dec} = 13.27 \text{ m}^3$

VI.7.1.3 .Détermination du volume du béton de propreté :

Volume du béton de propreté des semelles (épaisseur de notre béton de propreté = 10cm)

$$V_{bp} = (1.5) \times (1.5) \times (0.1) \times 15 = 3.38 \text{ m}^3 \Rightarrow V_{bp} = 3.38 \text{ m}^3$$

VI.7.1.4. Volume du béton armé des semelles:

$$V_{\text{bas}} = (1.5) \times (1.5) \times (0.3) \times 15 = 10.13\text{m}^3 \quad \Rightarrow V_{\text{bas}} = 10.13\text{m}^3.$$

VI.7.1.5. volume du béton des demi-poteaux :

$$V_{\text{dp}} = (0.4) \times (0.4) \times (1.7) \times 15 = 4.1\text{m}^3 \quad \Rightarrow V_{\text{dp}} = 4.1\text{m}^3.$$

VIII.4.1.6. volume du béton des poteaux :

$$V_{\text{p}} = (0.4) \times (0.4) \times 6 \times 15 = 14.4\text{m}^3 \quad \Rightarrow V_{\text{p}} = 14.4\text{m}^3.$$

VI.7.1.7. Volume du béton de la ceinture inférieure (longrines):

$$V_{\text{cein-i}} = ([0.4 \times 0.5 \times 13.5 \times 3] + [0.4 \times 0.5 \times 8.5 \times 5]) - (0.4 \times 0.4 \times 0.5 \times 15) = 15.4\text{m}^3 \\ \Rightarrow V_{\text{cein i}} = 15.4\text{m}^3$$

VI.7.1.8. Volume du béton de la ceinture supérieur:

$$V_{\text{cein-s}} = ([0.4 \times 0.5 \times 13.5 \times 3] + [0.4 \times 0.5 \times 8.5 \times 5]) - (0.4 \times 0.4 \times 0.5 \times 15) = 15.4\text{m}^3 \\ \Rightarrow V_{\text{cein sup}} = 15.4\text{m}^3$$

VIII.7.1.9. Volume du béton de la chape inférieure:

$$V_{\text{chinf}} = (3.65 \times 2.88 \times 8) \times 0.07 = 5.9\text{m}^3 \Rightarrow V_{\text{chinf}} = 5.9\text{m}^3.$$

VI.7.1.10. Volume du béton de la chape supérieure :

$$V_{\text{ch sup}} = (13.5) \times (8.5) \times (0.07) = 8.03\text{m}^3 \quad \Rightarrow V_{\text{ch sup}} = 8.03\text{m}^3.$$

VI.7.1.11. détermination des maçonneries:

On détermine la surface de maçonneries:

$$S_{\text{m}} = [(8.5 - 0.4 \times 3 + 13.5 - 0.4 \times 5) \times 6] \times 2 = 188 \text{ m}^2 \quad \Rightarrow S_{\text{m}} = 225.6\text{m}^2.$$

$$S_{\text{PT}} = (3.65 \times 2.88 \times 8) = 84.1\text{m}^2 \Rightarrow S_{\text{PT}} = 84.1 \text{ m}^2.$$

Quantité des briques utilisées dans la construction des murs est :

On utilise des murs simples sous la ceinture supérieure en briques de 30-20-15, et un double cloison sur la ceinture en briques de 30-20-10.

La surface d'un seul parpaing est :

$$S_{\text{p}} = 0.4 \times 0.2 = 0.08 \text{ m}^2 \quad (\text{surface de parpaing de 40-20-15})$$

D'où le nombre des parpaings utilisés sera

CHAPITRE VI ORGANISATION DE CHANTIER

$$N_p = \frac{S_{mi}}{S_p} = \frac{84.1}{0.08} = 1052 \Rightarrow N_p = \mathbf{1052 \text{ parpaings}}$$

$$S_b = 30.20 = 600 \text{ cm}^2 = 0.06\text{m}^2 \text{ et On a } S_m = 188\text{m}^2$$

Surface de brique de 30-20-15 et 30-20-10:

$$N_b = \frac{S_m}{S_b} = \frac{225.6}{0.06} * 2 = 7520 \Rightarrow N_b = \mathbf{7520 \text{ briques}}$$

VI.7.1.12. Détermination du volume de remblais :

Puisque notre station de pompage est élevée de la terre d'une hauteur de 0,5m pour éviter tout risque d'inondation, donc il faut remplir les cases par le remblai et de préférence on utilise les dépôts des fouilles, et les terres qu'on les excavées

➤ Volume des Remblais des fouilles:

$$V_{rf} = 15 \times [(1.5 \times 1.5 \times 1.1) - (1.1 \times 0.4 \times 0.4)] = 34.49\text{m}^3 \Rightarrow V_{rf} = \mathbf{34.49\text{m}^3}$$

➤ Volume des Remblais des cases :

$$V_{cas} = (13.5 \times 8.5) - (15.4 + 5.9) = 94.45\text{m}^3 \Rightarrow V_{cas} = \mathbf{130,16\text{m}^3}.$$

Tableau VI.6: Devis des différents travaux de la station de pompage

N°	Désignation de travaux ou matériel utilisé	unité	Quantité	prix unitaire (DA)	Montant (DA)
1	Décapage	m ³	13,27	142	1884,34
2	Déblai	m ³	50,63	348	17619,24
3	Remblai	m ³	164,65	400	65860
4	Béton de propreté	m ³	3,38	656	2217,28
5	Béton armé	m ³	73,36	32000	2347520
6	Murs en briques de 30-20-10	Unité	3134	23	72082
7	Murs en briques de 30-20-15	Unité	3134	25	78350
8	Murs en parpaings de 40-15-10	Unité	1052	27	28404
Total					2613936,9

VI.7.2. Station de pompage n=2:

C'est un ouvrage construit en briques et en béton où les pompes sont installées à l'intérieur. Le transfert d'eau se fait par une conduite de refoulement.

VI.7.2.1 Détermination du volume de déblais :

Le volume de déblais de chaque semelle peut être calculé de la manière suivante :
 $V_s = 1.5 \times 1.5 \times 1.5 = 3.375 \text{ m}^3$

Nous avons 15 fouilles donc : $V_{s \text{ T}} = 50,63 \text{ m}^3$

VI.7.2.2. Détermination du volume de décapage:

$$V_{dec} = S_{dec} \times h_{dec} \text{ et } S_{dec} = L' \times B'$$

Avec: $L' = L + 0.55 + 0.55 = 12.5 + 0.55 + 0.55 = 13.6 \text{ m} \Rightarrow L' = 13.6 \text{ m}$.

$B' = B + 0.55 + 0.55 = 8 + 0.55 + 0.55 = 9,1 \text{ m} \Rightarrow B' = 9,1 \text{ m}$.

D'où: $S_{dec} = 9,1 \times 13.6 = 123.76 \text{ m}^2 \Rightarrow S_{dec} = 123.76 \text{ m}^2$

On aura alors: $V_{dec} = S_{dec} \times h_{dec} = 12376 \times 0,1 = 1238 \text{ m}^3 \Rightarrow V_{dec} = 12.38 \text{ m}^3$

VI.7.2.3 .Détermination du volume du béton de propreté :

Le volume du béton de propreté des semelles est d'une épaisseur 10cm

$V_{bp} = (1.5) \times (1.5) \times (0.1) \times 15 = 3,375 \text{ m}^3 \Rightarrow V_{bp} = 3,38 \text{ m}^3$.

VI.7.2.4. Volume du béton armé des semelles:

$V_{bas} = (1.5) \times (1.5) \times (0,3) \times 15 = 10,13 \text{ m}^3 \Rightarrow V_{bas} = 10,13 \text{ m}^3$.

VI.7.2.5. volume du béton des demi-poteaux :

$V_{dp} = (0.4) \times (0.4) \times (1.7) \times 15 = 4,08 \text{ m}^3 \Rightarrow V_{dp} = 4.08 \text{ m}^3$.

VI.7.2.6. volume du béton des poteaux :

$V_p = (0.4) \times (0.4) \times 5,5 \times 15 = 13,2 \text{ m}^3 \Rightarrow V_p = 13,2 \text{ m}^3$.

VI.7.2.7. Volume du béton de la ceinture inférieure (longrines):

$V_{cein-i} = ([0.4 \times 0.5 \times 12.5 \times 3] + [0,4 \times 0.5 \times 8 \times 5]) - (0.4 \times 0.4 \times 0.5 \times 15) = 14.3 \text{ m}^3$
 $\Rightarrow V_{cein i} = 14.3 \text{ m}^3$

VI.7.2.8. Volume du béton de la ceinture supérieur:

$V_{cein-s} = ([0.4 \times 0.5 \times 12.5 \times 3] + [0,4 \times 0.5 \times 8 \times 5]) - (0.4 \times 0.4 \times 0.5 \times 15) = 14.3 \text{ m}^3$
 $\Rightarrow V_{cein sup} = 14.3 \text{ m}^3$

VI.7.2.9. Volume du béton de la chape inférieure:

$$V_{\text{chinf}} = (2.63 \times 3,4 \times 8) \times 0.07 = 5 \text{ m}^3 \Rightarrow V_{\text{chinf}} = 5 \text{ m}^3.$$

VI.7.2.10. Volume du béton de la chape supérieure :

$$V_{\text{ch sup}} = (12.5) \times (8) \times (0.07) = 7 \text{ m}^3 \Rightarrow V_{\text{ch sup}} = 7 \text{ m}^3.$$

VI.7.2.11. détermination des maçonneries:

On détermine la surface de maçonneries:

$$S_m = [(8 - 0.4 \times 3 + 12.5 - 0.4 \times 5) \times 5.5] \times 2 = 190.3 \text{ m}^2 \Rightarrow S_m = 190.3 \text{ m}^2.$$

$$S_{\text{PT}} = (3,4 \times 2.63 \times 8) = 71.54 \text{ m}^2 \Rightarrow S_{\text{PT}} = 71.54 \text{ m}^2.$$

Quantité des briques utilisées dans la construction des murs est :

On utilise des murs simples sous la ceinture supérieure en briques de 30-20-15, et un double cloison sur la ceinture en briques de 30-20-10.

La surface d'un seul parpaing est :

$$S_p = 0,4 \times 0,2 = 0.08 \text{ m}^2 \text{ (surface de parpaing de 40-20-15)}$$

D'où le nombre des parpaings utilisés sera

$$N_p = \frac{S_m}{S_p} = \frac{71.54}{0.08} = 895 \Rightarrow N_p = 895 \text{ parpaings.}$$

La surface d'un seul parpaing est :

$$S_b = 30.20 = 600 \text{ cm}^2 = 0.06 \text{ m}^2 \text{ et On a } S_m = 190.3 \text{ m}^2$$

Surface de brique de 30-20-15 et 30-20-10:

$$N_b = \frac{S_m}{S_b} = \frac{190.3}{0.06} * 2 = 6344 \Rightarrow N_b = 6344 \text{ briques.}$$

VI.7.2.12. Détermination du volume de remblais :

Puisque notre station de pompage est élevée du sol d'une hauteur de 0,5m pour éviter tout risque d'inondation, il faut remplir les cases par le remblai et de préférence on utilise les dépôts des fouilles, et les terres excavées

➤ Volume des Remblais des fouilles:

$$V_{\text{rf}} = 15 \times [(1.5 \times 1.5 \times 1.1) - (1.1 \times 0.4 \times 0.4)] = 34,39 \text{ m}^3 \Rightarrow V_{\text{rf}} = 34,39 \text{ m}^3$$

➤ Volume des Remblais des cases :

$$V_{\text{cas}} = (12.5 \times 8) - (14.3 + 5) = 80.7 \text{ m}^3 \Rightarrow V_{\text{cas}} = 80.7 \text{ m}^3$$

CHAPITRE VI ORGANISATION DE CHANTIER

Tableau VI.7:Devis des différents travaux de la station de reprise

N°	Désignation de travaux ou matériel utilisé	unité	Quantité	prix unitaire (DA)	Montant (DA)
1	Décapage	m ³	12,38	142	1757,96
2	Déblai	m ³	50,63	348	17619,24
3	Remblai	m ³	115,09	400	46036
4	Béton de propreté	m ³	3,38	656	2217,28
5	Béton armé	m ³	68,01	32000	2176320
6	Murs en briques de 30-20-10	Unité	3172	23	72956
7	Murs en briques de 30-20-15	Unité	3172	25	79300
8	Murs en parpaings de 40-15-10	Unité	895	27	24165
Total					2420371,5

VI.8.Choix des engins de terrassement

Le choix des engins est très important dans la réalisation des travaux, chaque opération à un engin qui lui convient :

- La pelle hydraulique ;
- Le bulldozer ;
- Le chargeur ;
- Le compacteur ;

1) Pelle hydraulique

Les pelles sont des engins de terrassement qui conviennent à tous les types de terrains. Ce sont des engins dont le rôle est l'exécution des déblais et leur chargement. Ils sont de type à fonctionnement discontinu.

Dans notre projet on utilise une pelle équipée en rétro



Figure VI.1 : Pelle hydraulique

2) Bulldozer

Le bulldozer est une pelle niveleuse montée sur un tracteur à chenille ou à pneu. L'outil de terrassement est une lame profilée portée par deux bras articulés qu'un mécanisme hydraulique permet d'abaisser ou de lever.

On utilise le bulldozer ou le terrain est très difficile,



Figure VI.2 : Bulldozer

3) Chargeur

Pour les grands travaux de ce type, l'engin qui convient c'est le chargeur.

Les chargeurs : ce sont des tracteur sur lesquels on monte à l'avant deux bras articulés, actionnés par des vérins et porte un godet.

Si les travaux ne sont pas très importants, on utilise le rétro chargeur.



Figure VI.3: Chargeur

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 VI.4 : Compacteur

5) Camion malaxeur

Son rôle est de transporter le béton prêt à partir de la centrale à béton aux ouvrages à construire.



Figure VI.5 : camion malaxeur

6) 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 VI.6 : Chargeur

CHAPITRE VI ORGANISATION DE CHANTIER

VI.9. Détermination du coût total des travaux:

- Coût des stations de pompage: **5034308,38DA**
- Coût de la pose des conduites : **34180107,06DA**

Donc le cout total du projet est dans le tableau suivant :

Tableau VI.8:Devis des différents travaux de la station de reprise

	le coût (DA)	valeur ajoutée par TVA (17%)	Montant (DA)
les Traveaux de la station	5034308,38	855832,4246	5890140,8046
les Traveaux de la l'adduction	34180107,06	5810618,2002	39990725,2602
		total	45880866,0648

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 total qui est de **45880866,0648** et à la fin de ce chapitre une petite illustration a été faite sur les engins utilisé pour la réalisation des travaux de terrassement.

Conclusion générale

L'étude de l'adduction des eaux potables à partir du petit barrage d'oued teghzelle permet de satisfaire les besoins en eau des quarts centres de la commune de tiberkanine.

Nous estimons aussi que cette adduction contribuera à satisfaire tous les besoins de la zone d'étude, vu qu'elle est dimensionnée pour l'horizon 2040 avec une population globale de 17040 habitants.

Afin d'assurer l'alimentation en eau potable des différentes localités concernées par cette étude nous avons suivi les étapes suivantes : dans une première phase nous avons réalisé des enquêtes et recherche de l'information au niveau du terrain et dans diverses structures administratives et de réalisation ; ce qui nous a permis par la suite de dresser les besoins en eau de la zone d'étude, de dimensionner les réservoirs d'alimentation pour des capacités 2000 m³ et 200 m³ en plus du Réservoir tampon de 500 m³, et de faire le choix du type à axe horizontale (**PM 100/ 4 B** et **PM 80/ 2 C**) ainsi que le nombre des pompes à utiliser pour les tronçons de refoulement, avec l'emplacement d'un anti bélier nécessaire pour la garantie de la longévité des conduites et la protection des pompes.

Pour toute l'adduction nous avons opté pour le PEHD et la FONTE comme matériau et nous avons tenu compte de l'aspect technico-économique pour tous les calculs.

En fin nous estimons que notre étude peut servir de guide technique pour les entreprises de réalisation du projet.

Nous recommandons aux services veillant sur l'approvisionnement en eau potable une meilleure exploitation et gestion de ce projet avec un contrôle et une maintenance continue des différents ouvrages jusqu'à l'horizon 2040.

BIBLIOGRAPHIE

[1] **A. DUPONT** :Hydraulique urbaine, Tome II, édition Eyrolles, Paris **1977** p.237, 260,267, 275,280, 287, 319, 322, 323, 326.

[2] **B.SALAH** :polycopie d'Alimentation en Eau Potable, p.11, 27, 29,72, 78,

140.[3] **ALALOU Saïd**,Mémoire de fin d'étude : ETUDE DE L' ADDUCTION A PARTIR D'UN PIQUAGE POUR L' ALIMENTATION EN EAU POTABLE DE SEPT COMMUNES DE LA WILAYA DE BOUMERDES ENSH 2011, chapitre III

[4] **M. CARLIER** :Hydraulique générale et appliquée, édition Eyrolles, Paris 1972, p.289.

[5] **A. LENCASTRE** :Hydraulique générale, édition Eyrolles, Paris 1983 p.349.

[6] **W.MOKRANE** : Cours de la cinquième année, 2013.

[8] **BENHAFID** :polycopie protection et sécurité du travail.

Catalogue

[7] **CAPRARI** : pompes multicellulaires à haute pression.

N°	Désignation	Unité	Quantité	Destination
01	<u>Station de pompage</u>			type d'installation est en charge
02	<u>Quantité d'eau à élevée</u>	m³/h	225.02	
03	<u>Type de pompage</u> - Nombre de pompes - Débit d'une pompe - H _{mt} . Puissance absorbée - (NPSH) _r - η _p - Vitesse de rotation	 l/s mce Kwh m tr/min	 02 37.5 231.99 119 4.44 77.1 2900	CAPRARI PM125/10A
04	<u>Caractéristiques du réseau</u> -Longueur d'aspiration -Diamètre d'aspiration -Longueur de refoulement -Diamètre de refoulement -Type de matériau <u>Nombre de collecteurs :</u> - D'aspiration - De refoulement	 m mm m mm Fonte Acier Fonte	 10 225 2064.35 300 02 01	<u>Aspiration :</u> Assurer l'arrivée des eaux à la pompe <u>Refoulement :</u> Assurer l'arrivée de l'eau aux réservoirs de stockage.
06	<u>Bâtiment :</u> - Type - Longueur - Hauteur - Largeur	 m m m	 13.5 5 8.5	Type surface.
07	<u>Dimensions de la bache d'eau</u> - Longueur - Largeur - Volume	 m m m ³	 05 05 100	

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

N°	Désignation	Unité	Quantité	Destination
01	Station de pompage			type d'installation est en aspiration
02	Quantité d'eau à élevée	m ³ /h	70.79	
03	<u>Type de pompage</u> - Nombre de pompes - Débit d'une pompe - H _{mt} - Puissance absorbée - (NPSH) _r - η _p - Vitesse de rotation	l/s mce Kwh m tr/min	01 23.6 61.22 22.6 2.04 73.1 2900	CAPRARI PM80/2C
04	<u>Caractéristiques du réseau</u> -Longueur d'aspiration -Diamètre d'aspiration -Longueur de refoulement -Diamètre de refoulement - Type de matériau <u>Nombre de collecteurs :</u> - D'aspiration - De refoulement	m mm m m m mm PEHD Acier PEHD	10 180 10 2063.35 985.63 200 160 90 02 01	<u>Aspiration :</u> Assurer l'arrivée des eaux à la pompe <u>Refoulement :</u> Assurer l'arrivée de l'eau aux réservoirs de stockage.
06	<u>Bâtiment :</u> - Type - Longueur - Hauteur - Largeur	m m m	13 5.5 8	Type surface.
07	<u>Dimensions de la bache d'eau</u> - Longueur - Largeur - Volume	m m m ³	2.5 4 50	

ANNEX. II: Tableau IV-01: La fiche technique SP-02.

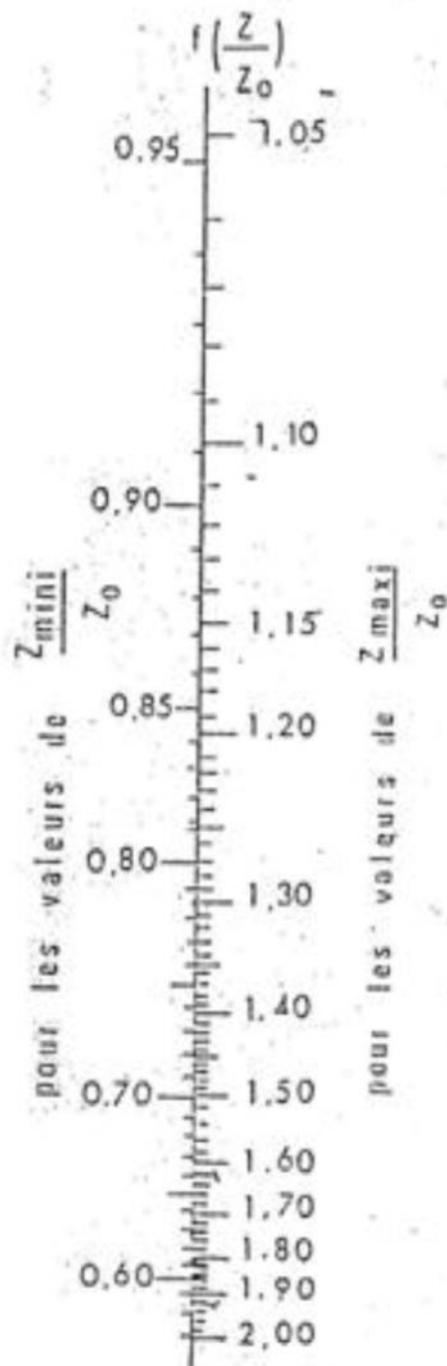
Diamètre (mm)	Epaisseur (mm) PN10	Prix ml (DA)
40	2.6	104
50	3.1	159
63	3.8	258.66
75	4.5	610,44
90	5.4	727,97
110	6.6	1 075,02
125	7.4	1 669,55
160	9.5	2 143,32
200	11.9	2202.6
250	14.8	3264.24
315	18.7	5205.12
400	23.7	8351.75
500	29.7	13027.85
630	37.4	19699.54

ANNEX. III: Tableau du prix du mètre linéaire des conduites en PEHD..

catalogue chiali

Diamètre Fonte en (mm)	prix de ml (DA)
80	1450
100	1700
150	2050
200	2812
250	4150
300	5250
350	6000
400	6580
450	7014
500	8215

ANNEXE IV: Tableau du prix du mètre linéaire des conduites en fonte ductile d'après
Entreprise Chinoise **KOUG.C.**



ANNEXE V: Abaque de Vuibert