

Higher National School of Hydraulic

The Library

Digital Repository of ENSH



المدرسة الوطنية العليا للري

المكتبة

المستودع الرقمي للمدرسة العليا للري



The title (العنوان):

Etude d'adduction a partir d'un piquage pour l'alimentation en eau potable de la commune de Si-Mahdjoub (w. Medea).

The paper document Shelf mark (الشفرة) : 1-0031-13

APA Citation (توثيق APA):

Hamdani, Merouane (2013). Etude d'adduction a partir d'un piquage pour l'alimentation en eau potable de la commune de Si-Mahdjoub (w. Medea)[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Digital Repository of ENSH aims to limit scientific production, whether published or unpublished (theses, pedagogical publications, periodical articles, books...)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 Abdallah -

DEPARTEMENT GENIE DE L'EAU

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option : Conception Des Systèmes d'Alimentation en Eau Potable

THEME :

**ETUDE D'ADDUCTION A PARTIR D'UN PIQUAGE
POUR L'ALIMENTATION EN EAU POTABLE DE LA
COMMUNE DE SI-MAHDJOUB (W.MEDEA)**

Présenté par :

M^r : HAMDANI Merouane

DEVANT LES MEMBRES DU JURY:

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

Juin – 2013

Dédicace

Je rends un grand hommage à travers ce modeste travail, en signe de respect et de reconnaissance envers :

Ma mère : KHADOUDJA.

Mon père : SAID.

Pour tous les sacrifices et leur soutien moral et matériel dont ils ont fait preuve pour que je réussisse.

Je le dédie également à tous mes frères et mes sœurs:

A tous mes amis en particulier à : Youcef, Macta Alonso, Kaddour, Al3id, Fetah, 3izo, mes3oud, Al3okfi, Amine, Moussa lafrika, Belkacem, 3lilou, Mehdi, Amin boradja, Dodah, Maziko, 3anter, Kevin, Kolare et Ridha.

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

Merouane HAMDA NI

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. MOKRANE W. de m'avoir orienté par ses conseils judicieux dans le but de mener à bien ce travail.
- ❖ je remercie également les ingénieurs du bureau d'étude Mr. ALALOU Saïd et GUERROUMI Adèle qui m'ont aidé pour 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.

ملخص :

تتركز دراستنا على بلدية سي محجوب بولاية المدية التي نحن بصدد و تقدير حاجياتها من الماء، ثم نختبر شروط إعداد الأنابيب المختلطة لنقل المياه، من الناحية التقنية و الاقتصادية، فهذان الجانبين مرتبطان بينهما.
في أنابيب الدفع ، ترفع المياه بواسطة محطات الضخ، لذا ندرس محطات الضخ والخزانات المشكلة لسلسلة أنابيب نقل المياه .
بعد ذلك ندرس بالتفصيل وسيلة من وسائل حماية أنابيب الدفع، خاصة من ظاهرة انتقالية تدعى المطرقة المائية.

Résumé

Nous examinerons, après la présentation de notre zone d'étude (commune de si mahdjoub W. Médéa) et l'estimation de ses besoins en eau, les conditions dans lesquelles devra être établie notre adduction mixte (gravitaire-refoulement) du point de vue technico-économique ces deux aspects étant en fait liés entre eux.

Dans la conduite de refoulement, les eaux sont relevées par des stations de pompage, nous étudierons alors les conditions d'établissement des stations de reprise de la chaîne d'adduction.

Nous nous étalerons par la suite sur un moyen de protection des conduites de refoulement en particulier contre un phénomène transitoire dit : Coup de bélier.

Abstract

After the presentation of our study zone (town of si Mahdjoub W.MEDEA) and the estimation of its needs in water, we will examine the conditions in which our mixed adduction will have to be established (gravitary-repression) both from a technical and economical point of view those two aspects are in fact bound together.

In the repression pipe, waters are raised by pumping plants, thus we will study their conditions of establishment of retake plants of the adduction chain.

We will tackle thereafter a protection means of the repression pipes, in particular against a transitory phenomenon called«« the water hammer»».

SOMMAIRE

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

Chapitre I : Présentation de la ville

Introduction.....	2
I.1 Présentation générale de la région de l'étude.....	2
I.1.1.Situation géographique de la commune de Si El Mahdjoub :.....	2
I.2. Analyse du milieu physique	4
I.2.1.Relief :.....	4
I.2.1.1.Les Montagnes :.....	4
I.2.2.Les pentes.....	4
I.2.3.La géologie :.....	4
I.2.4.La sismicité :.....	4
I.2.5.Synthèse géotechnique :.....	4
I.3.La climatologie :.....	5
I.4.Analyse environnemental de la commune de « Si Mahjoub ».....	5
I.4.1.Les potentialités forestières :.....	5
I.4.2.Oueds :	6
I.5.Monographie et situation socio-économique :	6
Conclusion	6

Chapitre II: Estimation des besoins en eau

Introduction.....	7
II.1. Evolution de la population à l'horizon d'étude.....	7
II.2. Estimation des besoins en eau potable	8
II.2.1 .Les besoins domestiques	8
II.2 .1.1.L'évaluation de la consommation moyenne journalière.....	8
II.2.2.Besoins scolaires	9
II.2.3 .Besoins sanitaires :.....	10
II.2.4 .Besoins administratifs :	10
II.2.5 .Besoins socioculturelles	10
II.2.6 .Récapitulatif des différentes consommations journalières.....	11
II.3. Variations de consommation maximale et minimale journalière.....	11
II .3. 1. Consommation maximale journalière	12

II.3.2. Consommation minimale journalière	12
II.4. Etude des variations des débits horaires.....	13
II.4.1. Variation horaire de la consommation totale de l'agglomération selon le nombre des habitants :	13
II.4.2. Calcul de la consommation horaire :	15
Conclusion	18

Chapitre III : Dimensionnement des réservoirs

Introduction.....	19
III.1. Rôles des réservoirs	19
III.2. Prescriptions sanitaires	19
III.3. Critères du choix d'emplacement et d'implantation des réservoirs.....	20
III.4. Classification des réservoirs	20
III.5. Critères de Choix de type du réservoir	21
III.6. Equipements du réservoir	21
III.6.1. Conduite d'arrivée ou d'alimentation.....	21
III .6.2. Conduite de départ ou de distribution.....	22
III .6.3 . Conduite de trop-plein	22
III .6.4 . Conduite de vidange.....	22
III .6.5. Conduite by-pass	22
III .6.6. Matérialisation de la réserve d'incendie.....	23
III .7. Calcul de la capacité des réservoirs	25
III .7.1.La méthode analytique	25
III .7.2. Méthode graphique.....	26
III .7.3 .Estimation de la capacité totale du réservoir d'alimentation par la méthode analytique	26
III.7.4.Estimation de la capacité de la bache de la station de pompage et la station de reprise	27
III.8. Dimensions des réservoirs	28
III.8.1. Dimensions du réservoir d'alimentation.....	28
III.8.2. Dimensions des baches des stations de pompage.....	29
III.9. Traversée des conduites dans les parois de la cuve :	30
Conclusion.....	31

Chapitre IV : Etude d'adduction

Introduction.....	32
IV.1. Choix du trace:.....	32

IV.2.Types d'adduction	32
IV.2.1.Adduction gravitaire.....	32
IV.2.2.Adduction par refoulement.....	32
IV.2.3.Adduction mixte	33
IV.3.Choix des matériaux de canalisation.....	33
IV.4.Caractéristiques générales du transfert :	33
IV.5.Etude des variantes	33
IV.5.1. Proposition de variantes.....	34
IV.5.2.Analyse et choix de variante	35
IV.6. Comportement d'une adduction	38
IV.6.1.Cas de surpression	38
IV.6.2.Cas de dépression	38
IV.7. Etude technico-économique d'adduction:	39
IV.7.1.Cas de refoulement :	39
IV.7.2) Cas gravitaire :	42
IV.8. Dimensionnement de l'adduction.....	44
IV.8.1.Détermination du diamètre avantageux :.....	44
IV.8.2.Détermination des diamètres économiques de la conduite de refoulement :.....	45
IV.8.2.1. Tronçon station de pompage –Station de reprise.....	45
IV.8.2.2. Tronçon Station de reprise –réservoir d'alimentation.....	47
III.9.Accessoires nécessaires pour l'adduction	49
Conclusion.....	50

Chapitre V : Etude du pompage

Introduction.....	51
V.1.Définition:.....	51
V.2. Différents types de pompes et leurs caractéristiques :	51
V.2.2.Les turbopompes :.....	51
V.3.Critères de Choix du type de pompe.....	52
V.4.Exigences principales soumises à la station de pompage.....	53
V.5.Choix de l'emplacement de la station de pompage.....	53
V.6.Type de bâtiment de la station.....	54
V.7.Les équipements d'une station de pompage.....	54

V.8. Couplage des pompes :.....	55
V.9. Choix du nombre de pompe secours.....	55
V.10. Choix du nombre de pompe:.....	55
V.10.1. Refoulement : Station de pompage- Station de reprise.....	56
V.10.2. Refoulement : Station de reprise- Réservoir d'alimentation.....	56
V.11. Choix du moteur électrique.....	57
V.11.1. Critères de choix du moteur électrique.....	57
V.11.2. Refoulement : Station de pompage- Station de reprise.....	57
V.11.3. Refoulement : Station de reprise- Réservoir d'alimentation.....	57
V.12. Courbes caractéristiques des pompes.....	58
V.13. Point de fonctionnement d'une pompe.....	60
V.14. Courbe caractéristique de la conduite.....	61
V.14.1. Refoulement : Station de pompage- Station de reprise.....	61
V.14.2. Refoulement : Station de reprise- Réservoir d'alimentation.....	62
V.15. Modes de réglage.....	64
V.15.1. Débit disponible > Débit appelé.....	64
V.15.2. Débit disponible < Débit appelé.....	66
V.15.2.1. Qualitatif :.....	66
V.15.2.2. Changement de type de pompe.....	66
V.16. Etude de la cavitation.....	66
V.17. Calage de la pompe.....	67
V.18. Équipements hydrauliques en amont et en aval de la pompe:.....	69
V.19. Équipements en amont de la pompe.....	69
V.20. Équipements en aval de la pompe.....	70
V.21. Dimensions du bâtiment.....	71
V.21.1. Bâtiment de Station de pompage.....	71
V.21.1.1. Longueur du bâtiment :.....	71
V.21.1.2. Largeur du bâtiment:.....	71
V.21.1.3. Hauteur du bâtiment:.....	72
V.21.2. Bâtiment de Station de Reprise.....	73
V.21.2.1. Longueur du bâtiment :.....	73
V.21.2.2. Largeur du bâtiment:.....	73
V.21.2.3. Hauteur du bâtiment:.....	74

V.21.2.4. Dimensions des portes :	74
V.21.2.5. Dimensionnement des fenêtres :	74
Conclusion :	75

Chapitre VI : Protection contre le coup de bélier

Introduction.....	76
VI.1. Protection des conduites contre le coup de bélier.....	76
VI.1.1. Les causes du coup de bélier.....	76
VI.1.2 Les Risques dus aux coups de bélier.....	76
VI.1.2.1. Cas de la surpression.....	77
VI.1.2.2. Cas de dépression.....	77
VI.1.2.3. Fatigue de la canalisation.....	77
VI.2. Description des phénomènes physiques.....	77
VI.2.1. État d'équilibre d'un système hydraulique :	77
VI.2.2. Onde élastique et oscillation en masse.....	77
VI.2.3. Perturbation de l'équilibre, effet sur les pressions.....	77
VI.3. Moyens de protection contre le coup de bélier :	78
VI.4. Protection de la conduite gravitaire contre le coup de bélier.....	79
VI.5. Protection de la conduite de refoulement contre le coup de bélier.....	79
VI.5.1. Calcul de la célérité d'onde C.....	81
VI.5.2. Calcul des capacités des différents réservoirs d'air.....	81
VI.6. Installation du réservoir d'air.....	82
Conclusion.....	82

Chapitre VII : Organisation de chantier

Introduction.....	83
VII.1 Sécurité du travail :	83
VII.1.1. Causes des accidents de travail :	83
VII.1.1.1 Facteurs humain.....	83
VII.1.1.2 Facteurs matériel.....	83
VII.1.2. Conditions dangereuses.....	84
VII.1.3 Actions dangereuses	84
VII.2. Mesures préventives pour éviter les causes des accidents	84
VII.2.1. Protection individuelle	84

VII.2.2. Protection collective	85
VII.3.Travaux concernant les stations de pompage	85
VII.4.Réalisation des travaux concernant les stations de pompage	86
VII.5.Calcul des volumes des travaux de l'adduction	86
VII.5.1.Déblais d'excavation	86
VII.5.1.1.La profondeur de la tranchée.....	86
VII.5.1.2.Largueur de la tranchée.....	86
VII.5.2.Remblais compacté	87
VII.6.Les dimensions des stations de pompage :	88
VII.6.1.Les dimensions de la première station de pompage :	88
VII.6.2.Les dimensions de la première station de reprise :	88
VIII.7.Calculs et résultats	88
VIII.7.1.Station de pompage:	88
VIII.7.1.1 Détermination du volume de déblais :	88
VIII.7.1.2 Détermination du volume de décapage:.....	88
VIII.7.1.3 .Détermination du volume du béton de propreté :	88
VIII.7.1.4.Volume du béton armé des semelles:.....	88
VIII.7.1.5.Volume du béton des demi-poteaux :	88
VIII.7.1.6.Volume du béton des poteaux :	89
VIII.7.1.7.Volume du béton de la ceinture inférieure (longrines):.....	89
VIII.7.1.8. Volume du béton de la ceinture supérieur:.....	89
VIII.7.1.9 Volume du béton de la chape inférieure:.....	89
VIII.7.1.10. Volume du béton de la chape supérieure :	89
VIII.7.1.11. Détermination des maçonneries:.....	89
VIII.7.1.12. Détermination du volume de remblais :	90
VIII.7.2.Station de reprise:.....	91
VIII.7.2.1 Détermination du volume de déblais :	91
VIII.7.2.2 Détermination du volume de décapage:.....	91
VIII.7.2.3 .Détermination du volume du béton de propreté :	91
VIII.7.2.4.Volume du béton armé des semelles:.....	92
VIII.7.2.5.Volume du béton des demi-poteaux :	92
VIII.7.2.6.Volume du béton des poteaux :	92
VIII.7.2.7.Volume du béton de la ceinture inférieure (longrines):.....	92

VIII.7.2.8. Volume du béton de la ceinture supérieur:.....	92
VIII.7.2.9 Volume du béton de la chape inférieure:.....	92
VIII.7.2.10. Volume du béton de la chape supérieure :.....	92
VIII.7.2.11.Détermination des maçonneries:.....	92
VII.7.2.12. Détermination du volume de remblais :.....	93
VII.9. Détermination du coût total des travaux	97
VII.10.Planification des travaux.....	97
VII.10.1.Construction du réseau	97
VII.10.2.Planification de La pose des conduites :.....	98
Conclusion	99
Conclusion général.....	100

Liste des tableaux

Chapitre II: Estimation des besoins en eau

Tableau II.1 : Tableau de répartition de la population à différents horizons	7
Tableau II.2 : Tableau récapitulatif des consommations journalières	9
Tableau II. 3: Tableau récapitulatif des besoins scolaires	10
Tableau II.4 : Tableau récapitulatif des besoins sanitaires :	10
Tableau II.5 : Tableau récapitulatif des besoins administratifs :	10
Tableau II.6: Tableau récapitulatif des besoins socioculturelles.	11
Tableau II.7: Tableau récapitulatif des différentes consommations journalières.....	11
TableauII.8: Consommations maximale et minimale journalière de la ville	13
TableauII.9: La variation horaire en fonction du nombre de la population.....	14
Tableau II.10 : Variation du débit horaire de l'agglomération.....	16

Chapitre III : Dimensionnement des réservoirs

Tableau III .1: Evaluation du volume résiduel du réservoir d'alimentation.....	27
--	----

Chapitre IV : Etude d'adduction

Tableau IV-1: Coefficients K' , m , β pour différents types du tuyau	43
Tableau IV.2:Détermination du diamètre de la conduite gravitaire.....	44
Tableau IV.3:Frais d'investissement de la conduite gravitaire	45
Tableau IV.4: Variation des HMT en fonction du diamètre.....	46
TableauIV.5: Variation des frais d'exploitation en fonction du diamètre.....	46
Tableau IV.6.: Variation des frais d'investissement en fonction du diamètre	47
Tableau IV.7.:Bilan des frais d'investissement et d'exploitation.....	47
Tableau IV.8:Variation des HMT en fonction du diamètre.....	48
TableauIV.9:Variation des frais d'exploitation en fonction du diamètre.....	48
Tableau IV.10: Variation des frais d'investissement en fonction du diamètre	49
Tableau IV.11:Bilan des frais d'investissement et d'exploitation.....	49

Chapitre V : Etude de pompage

TableauV.1.Tableau de choix du type de bâtiment.....	54
Tableau V.2.: Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre	56
Tableau V.3. : Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre	57
Tableau V .4 : Courbe caractéristique de la conduite de refoulement.....	62

Tableau V.5 : Courbe caractéristique de la conduite de refoulement	63
Tableau V.6: Variation de la tension de vapeur d'eau en fonction de la température.....	66

Chapitre VI : Protection contre le coup de bélier

Tableau VI.1: Les caractéristiques des différents tronçons de l'adduction de refoulement:	81
Tableau VI.2: Calcul de célérité d'onde des différents tronçons de l'adduction de refoulement.....	81
Tableau VI.3: Calcul de volume des différents réservoirs d'air de l'adduction de refoulement...	82

Chapitre VII : Organisation de chantier

Tableau VII.1: Calcul du volume du lit de pose.....	87
Tableau VII.2: Calcul du volume à excaver.....	87
Tableau VII.3: Calcul du volume du remblai de l'adduction.....	87
Tableau VII.4. : Frais totales des travaux d'adduction.....	87
Tableau VII.5.: Devis des différents travaux de la station de pompage.....	91
Tableau VII.6: Devis des différents travaux de la station de reprise.....	94
Tableau VII.7: Les tâches de planification de la pose des conduites	98

Lisette des figures

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

Figure I.1: Plan de situation de Si Mahdjoub dans la wilaya de Médéa.....3

Figure I.2 : Limite géographique de la commune de Si El Mahdjoub.....3

Chapitre II: Estimation des besoins en eau

Figure II.1 : Graphique de Nombre des habitants pour différents horizons.....8

Figure II.2 : Besoins en eau domestique dans les différents horizons.....9

FigureII.3: Courbe intégrale de la consommation totale de l'agglomération 17

Figure II .4 : Graphique de consommation totale de l'agglomération.....17

Chapitre III : Dimensionnement des réservoirs

Figure III .1 : Coupe transversale d'un réservoir semi-enterré.....24

Figure III .2 : Schéma explicatif des réservoirs.....25

Figure III.3 : Traversée des conduites (manchon à bout lisse).....30

Figure III.4. : Traversée des conduites (Gaine en fonte).....31

Chapitre IV : Etude d'adduction

Figure IV.1.:Schéma de la variante N°1 (Une station de pompage).....35

Figure IV.2. : Schéma de la variante N°2 (Deux stations de pompage).....36

Figure IV.3. : Schéma vertical de la variante N°3 (trois stations de pompage).....37

FigureIV.4. : Problème de charge exagérée (éclatement de la conduite).....38

FigureIV.5.: Problème d'écroulement (implosion de la conduite).....39

FigureIV.6.: Bilan des frais d'investissement et d'exploitation.....47

FigureIV.7.: Bilan des frais d'investissement et d'exploitation.....49

Chapitre V : Etude de pompage

Figure V.1 : Les courbes caractéristiques de la pompe (SP1) de type PM80 /5C.....59

Figure V.2 : Les courbes caractéristiques de la pompe (SR1) de type PM100/3B.....60

Figure V.3: Point de fonctionnement de la pompe (SP N° 1).....62

Figure V.4: Point de fonctionnement de la pompe (SR 1).....	63
Figure V.5 : Équipements en amont et en aval de la pompe.....	69

Chapitre VII : Organisation de chantier

Figure VII.1 : Pelle hydraulique.....	94
Figure VII.2 : Bulldozer.....	95
Figure VII.3: Chargeur.....	95
Figure VII.4 : Compacteur.....	96
Figure VII.5 : Camion malaxeur.....	96
Figure VII.6 : Chargeur.....	96
Figure VII.7 Réseau à nœuds pour la pose des conduites.....	98
Figure VII.8.Calcul le temps de la pose des conduites.....	98

LISTE DES PLANCHES

Planche N°1 : Tracé en plan de la variante retenue de l'adduction de la commune de si-Mahdjoub (Médéa).

Planche N°2 : Schéma synoptique chaîne de si-Mahdjoub.

Planche N°3 : Profil en long de l'adduction station de pompage-Réservoir d'alimentation de si-Mahdjoub (Médéa).

Planche N°4 : Plan de la station de pompage de la commune de si-Mahdjoub (Médéa)

Planche N°5 : Les accessoires dans une adduction.

Introduction générale

Assurer l'approvisionnement en eau potable de la population est l'une des premières préoccupations de l'état Algérien, néanmoins le transfert des eaux potables de la source aux usagers nécessite des études sérieuses maîtrisant les techniques des écoulements et celles de l'économie.

Dans ce contexte l'objectif du présent travail contribue à l'étude de l'adduction de la commune de si Mahdjoub wilaya de Médéa, à partir d'un piquage sur la conduite d'amené du barrage de Ghrib.

Pour ce faire et dans le premier chapitre nous commençons par une étude de connaissance de la ville (zone d'étude).

Dans le deuxième chapitre nous estimons les besoins en eau de la population ciblée.

Dans le troisième chapitre, nous abordons les ouvrages de stockage.

Le chapitre IV fait objet de l'étude des variantes de tracer de notre transfert et du calcul des adductions, suivi par le chapitre V qui sera consacré à l'étude du pompage à point de vu des pompes et dimensionnement.

La prise en compte des phénomènes transitoires et la proposition des moyens de protection adéquate sont faites dans le chapitre VI.

Dans le chapitre VII nous organisons les différentes opérations nécessaires à la réalisation de notre projet tenant en considération la sécurité des employés.

Et nous terminerons notre travail par une conclusion générale.

Introduction

Ce chapitre a pour but de connaître la situation de la zone d'étude des points de vue géographique, topographique, climatologique, géologique et hydraulique.

I.1 PRESENTATION GENERALE DE LA REGION DE L'ETUDE:

I.1.1.Situation géographique de la commune de Si Mahdjoub :

La commune de Si Mahdjoub (chef-lieu de Daïra) est située dans la partie Sud du chef-lieu de la wilaya de Médéa, à une distance de 24 Km de cette dernière (par la RN1). Elle est reliée par le W 138 qui la traversent du Nord et vers le Sud-ouest pour rejoindre la RN 623.(voir planche N°1)

La commune couvre actuellement une superficie de 51 Km². Administrativement, la commune de Si Mahdjoub est limitée :

- Au Nord par la commune de Damiette ;
- Au Sud par la commune d'O.Bouachra ;
- A l'Est par la commune de Benchicao ;
- A l'Ouest par la commune Bouaichoune.

Elle est composée principalement d'une agglomération chef-lieu associée aux agglomérations secondaires et tertiaires de Guemana, Ain Mokrane, Sidi Bakhti, Ain Moulab, O.Thabet et El Had.



Figure N°01: Plan de situation de Si Mahdjoub et ouamri dans la wilaya de Médéa.

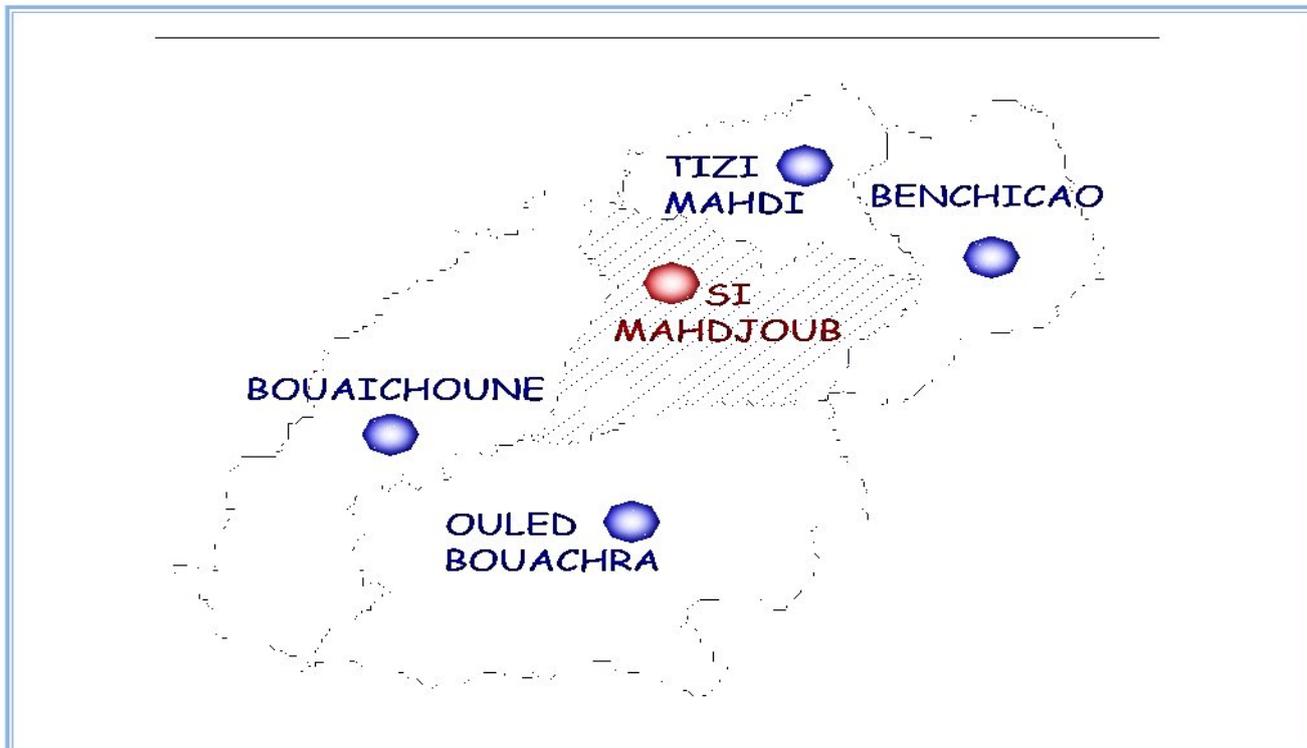


Figure N°02 : Limite géographique de la commune de Si El Mahdjoub.

I.2. Analyse du milieu physique**I.2.1. Relief :**

La commune repose sur un massif montagneux faisant partie de l'atlas tellien. L'ensemble du territoire présente une morphologie mouvementée. On retrouve à l'est la domination de « Djebel Rasfah » avec 1062 m d'altitude tandis qu'au sud on descend jusqu'à 552 m au niveau de « Oued Sahari ». Le nord à son tour est composé de Draa Redjem Gadet, Ermel et Draa El Fahel.

I.2.1.1. Les Montagnes :

La commune de « Si Mahjoub » située dans une altitude entre « 600 et 1061m ».

I.2.2. Les pentes

L'analyse des pentes nous révèle clairement que l'aspect montagneux de la zone est apparent car on rencontre généralement les pentes inférieures à 30% dans la plus part des terrains communaux à l'opposé des sites qui se localisent aux environs immédiats du site urbain et la partie « sud –sud est » de l'agglomération chef-lieu.

I.2.3. La géologie :

Le sous-sol communal est formé principalement de quatre (04) couches renfermant chacune soit des marnes, soit des grès, en somme on distingue que :

- 60% des terres sont composées de grès grossiers et conglomérats s'étendant du Nord à l'Ouest
- 20% d'épaisses séries de marnes gris dans la partie Sud et Nord- Ouest de la commune
- 5% de marnes gris bleutées au Nord -Est
- 5% de marnes, grès et conglomérats.

I.2.4. La sismicité :

L'Atlas tellien constitue en Algérie l'un des éléments géologiques les plus proches du plissement Alpin. Faisant partie des environs immédiats de cet Atlas, Si Mahdjoub est implanté dans l'une des régions où la sismicité est assez importante pour être considérée sérieusement.

Il est donc indispensable, pour les constructions à Si Mahdjoub d'appliquer la réglementation en vigueur (R.PA) pour résister aux effets dus aux séismes.

I.2.5. Synthèse géotechnique :

L'analyse de tous les paramètres que nous venons d'évoquer nous ont permis d'aboutir au découpage de la région d'étude en zones selon l'aptitude de sol à supporter les charges futures des constructions.

- **Zone favorable** : c'est la région où les pentes sont inférieures à 10% ainsi qu'une bonne constitution lithologique (apte à supporter les charges futures des constructions).
- **Zone moyennement favorable** : zone avec des pentes entre 8 à 15 % et dans l'assise est composée de roches assez stables et homogènes.
Elle ne présente pas de problème pour l'extension urbaine de la ville.
- **Zone à propriétés favorable** : cette zone à une valeur des pentes supérieures à 15% et ayant un affleurement limoneux ou marneux.
- **Zone défavorable** : zone à pente supérieure à 20% et d'une constitution pétrographique argileuse ou marneuse.

I.3.La climatologie :

- Le climat de la région est de type continental, avec de fortes amplitudes thermiques diurnes.
- Pour les températures, leur maximum dépasse les « 34°C », pendant le mois de « juillet », par contre elles peuvent descendre jusqu'à « 0°C » pendant les mois de « janvier » et « février ».
- La zone se caractérise aussi par une irrégularité des précipitations mensuelles avec un volume très fluctuant d'un mois à un autre et d'une année à une autre, mais d'une manière générale elles sont plus importantes et fréquentes de « Novembre » à « Mars » en moyenne de « 600 à 5650 mm ».
- De sa part l'enneigement touche l'ensemble du territoire notamment sur les altitudes qui dépassent « 1000m » tel que « DJEBEL- RASFAH » où la neige persiste plus longtemps et avec une fréquence du gel en hiver qui à des effets néfastes sur l'agriculture.
- Pour les vents, leur régime est irrégulier au cours de la journée, le matin on rencontre une légère prédominance du côté « Ouest », à midi le vent souffle surtout vers le « Nord-Ouest » et « Sud- Ouest » tandis que l'après-midi il vire carrément vers le « Nord ». En général les vents s'orientent de l'Ouest vers le Nord.

I.4.Analyse environnemental de la commune de « Si Mahjoub » :

La commune de « Si Mahjoub » située dans un milieu dans les hauts de « Ouarsenis », cette situation dispose d'une potentialité paysagère importante et elle comporte les composantes suivantes :

I.4.1.Les potentialités forestières :

La commune de « Si Mahjoub » présente une forêt d'une surface de 800 ha répartie comme suit :

- Forêt de Bouchitane : dans la partie « Nord-Ouest », la forêt de Bouchitane d'une surface de 239.86 ha présente un lieu bioclimatique important.

- Forêt Kerkache ; dans la partie Est les petits forêts (SAF, Ain Halfaoud, Draa Fernane), tout le long de la commune.
- Forêt d'Oued Shari :
Une partie de moghorno située dans la partie sud, cette forêt présente une réserve très importante à échelle nationale.

I.4.2.Oueds :

- Le processus hydrodynamique a donné naissance d'une multitude de réseaux hydrographiques pour rejoindre vers l'aval Oued El Ahrach.
- Oued El shari : limite la commune tout le long de la partie sud.
- Oued (Zouia, Safsaf, Yakour, Lardjem, Salah), Traverse la partie Est de la commune.
- Oued (Mamoura et El Had) : cette partie est située dans l'ouest de la commune. C'est dans le lit de ces oueds que la vitesse des eaux diminue et dépose les Matériaux alluvionnaires.
- plusieurs sources alimentent notre périmètre communal.

I.5.Monographie et situation socio-économique :

Pour une superficie de 51 Km², la commune de Si Mahdjoub, compte 11750 habitants au dernier recensement de 2008, avec un taux d'accroissement de 2,5 %.

Lors du recensement de « 1967 » la commune comptait une population totale de « 11750 » dont seulement « 52 » habitants résident au chef-lieu.

Conclusion

Dans ce chapitre nous avons défini les données nécessaires concernant notre région et on constate que, du point de vue topographique, le terrain représente une irrégularité importante.

Introduction

Avant tout projet, il est nécessaire de connaître le régime de consommation de l'agglomération qui nous donnera un aperçu, non seulement sur le régime de travail de tous les éléments du système d'alimentation en eau potable, mais également sur leur dimensionnement.

Le but de ce chapitre est de déterminer la consommation journalière, avec une estimation des besoins en eau de l'agglomération qui dépend étroitement du développement démographique, de l'amélioration de niveau de vie de la population et des infrastructures existantes. Cette estimation est faite en fonction de l'évaluation de la population pour différents horizons.

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

Pour l'estimation de la population future, nous prenons un horizon de 27 ans et nous adoptons un taux d'accroissement de 2,5% (d'après la DHW de la wilaya de MEDEA).

Pour l'estimation de la population future nous utilisons la formule des intérêts composés ;

$$P_n = P_0 * (1+a)^n \quad \text{(II.1)}$$

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

P_0 : population à l'année de recensement 2008 ;

a : taux d'accroissement démographique, $a=2,5\%$;(source DHW).MEDIA

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

Tableau II.1 : Tableau de répartition de la population à différents horizons

Agglomération	2008	Taux d'acc(%)	Court terme 2013	Taux d'acc (%)	Moyen terme 2018	Taux d'acc (%)	Long terme 2035
Total	11750	2,5	13294	2,5	15041	2,5	22887

La ville de si-Mahdjoub comprend actuellement une population de 11750 habitants. Le tableau précédent représente le nombre des habitants pour les différents horizons.

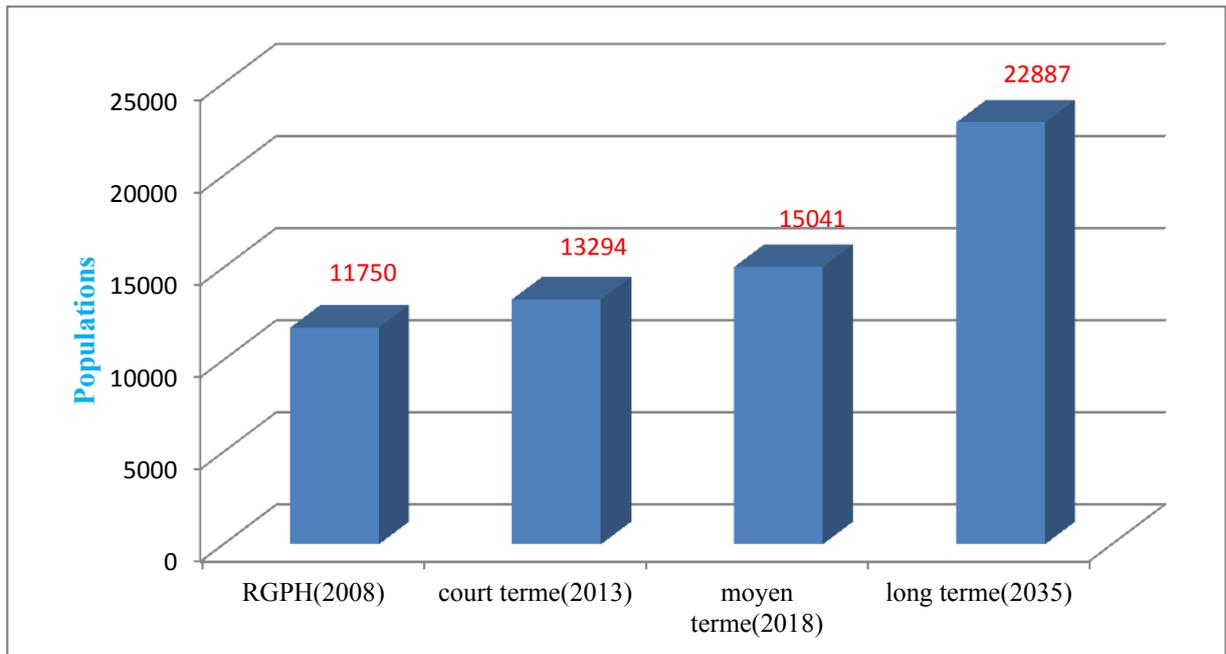


Figure II.1 : Graphique de Nombre des habitants pour différents horizons

II.2.Estimation des besoins en eau potable

On a suivi les étapes suivantes:

II.2.1 .Les besoins domestiques

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

La consommation moyenne journalière, de la zone concernée par l'étude, est égale à la dotation que multiplie le nombre total des habitants, pour répondre à toutes les sortes de consommation.

Pour le calcul des besoins moyens journaliers, On utilise la formule suivante :

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

Q_{moy,j} : débit moyen journalier

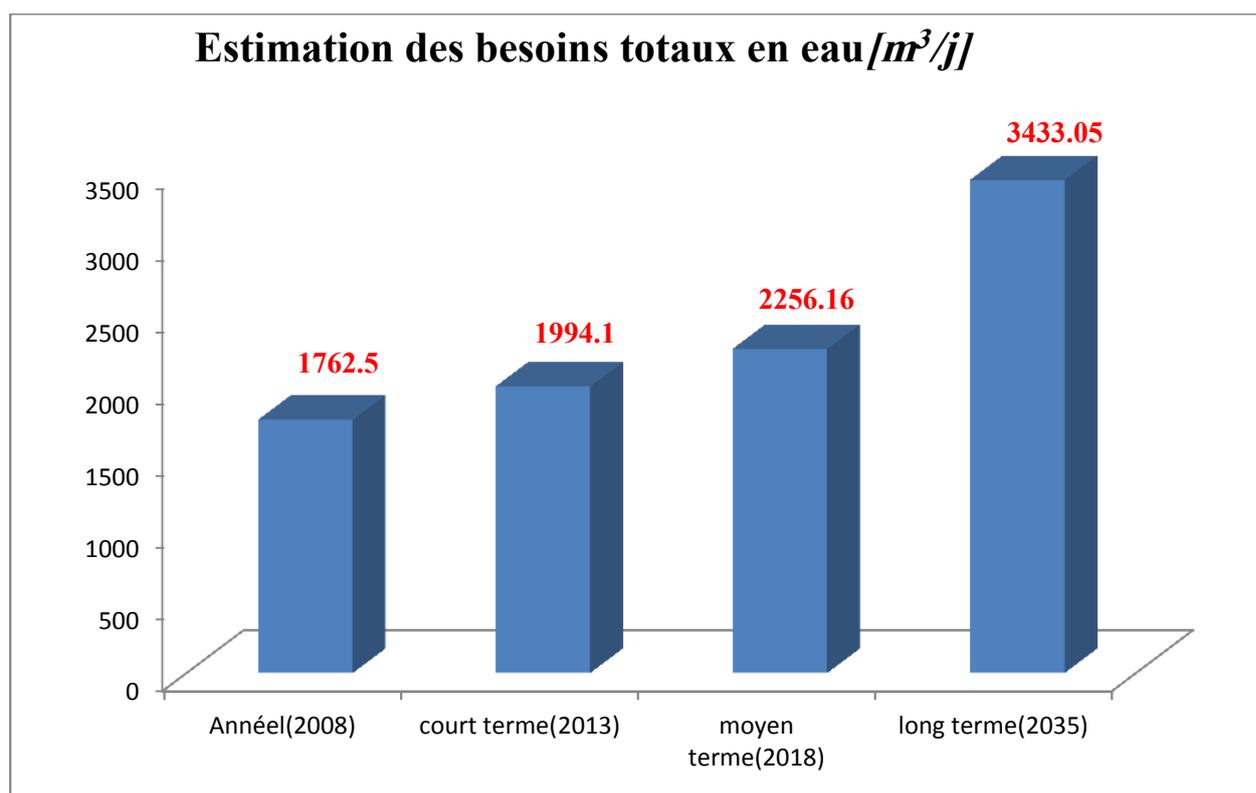
dot: dotation moyenne en (l/j/hab)

N: nombre d'habitants

Tableau II.2 : Tableau récapitulatif des consommations journalières

Horizons	2008	Court terme 2013	Moyen terme 2018	Long terme 2035
Population (hab)	11750	12973	14895	22887
Dotation (l/j/hab.)	150	150	150	150
Besoins (m ³ /j).	1762,5	1994,1	2256,16	3433,05

Les résultats précédents sont représentés dans le graphique suivant :

**Figure II.2 :** Estimation des Besoins en eau domestique dans les différents horizons

II.2.2. Besoins scolaires

Les différents besoins scolaires sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau II.3: Tableau récapitulatif des besoins scolaires

Types d'équipements	Nombre	Effectives	Dotation (l/j/effec)	Débit (m ³ /j)
Ecole primaire	08	1165	20	23,3
C.E.M	2	880	20	17,6
Total(m ³ /j)				40,9

II.2.3 .Besoins sanitaires :

Les différents besoins sanitaires sont assemblés dans le tableau suivant :

Tableau II.4: Tableau récapitulatif des besoins sanitaires :

Types d'équipements	superficie	Dotation (l/j/m ²)	Débit (m ³ /j)
Centre de santé	600	5	3
Cabinet médical privé.	200	5	1
Agence pharmaceutique.	500	5	2,5
Dépôt ENAPHARME.	400	5	2
Salles de soins	2500	5	12,5
Total(m ³ /j)			21

II.2.4 .Besoins administratifs :

Les différents besoins administratif sont assemblés dans le tableau suivant

Tableau II.5 : Tableau récapitulatif des besoins administratifs :

Types d'équipements	Nombre d'employés	Dotation (l/j/ouvr)	Débit (m ³ /j)
Un siège d'A.P.C	26	15	0,39
Une Daïra	38	15	0,57
Agence postale	10	15	0,15
Un poste de gendarmerie	30	40	1,2
Un bureau des forets	10	15	0,15
Une caserne	100	40	4
Total(m ³ /j)			6,46

II.2.5 .Besoins socioculturels

Les différents besoins socioculturels sont assemblés dans le tableau suivant
Tableau II.6: Tableau récapitulatif des besoins socioculturels.

Types d'équipements	Nombre d'utilisateurs	Superficie (m ²)	Dotation (l/j/utilisateur), (l/j/ m ²)	Débit (m ³ /j)
03mosquées	1500	/	10	15
01école coranique	150	/	10	1,5
01Salle polyvalente	/	300	04	1,2
Total(m ³ /j)				17,7

II.2.6 .Récapitulatif des différentes consommations journalières

Après l'étude de l'estimation des besoins, nous dressons un tableau récapitulatif pour pouvoir calculer le débit total nécessaire pour l'alimentation de la localité jusqu'à l'horizon d'étude.

Tableau II.7: Tableau récapitulatif des différentes consommations journalières

Type de besoins	Consommation moyenne journalière (m ³ /j)
Domestiques	3433,05
Scolaires	40,9
Administratifs	6,46
Sanitaires	21
Socioculturelles	17,7
Total(m ³ /j)	3519,11

II.3. Variations de la consommation maximale et minimale journalière

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

Les débits de consommation sont soumis à plusieurs variations dans le temps, parmi ces variations nous avons :

- Variation annuelle et saisonnière qui dépend du niveau de vie de l'agglomération ;
- Variation mensuelle qui dépend de l'importance de la ville ;

- Variation journalière qui dépend du jour de la semaine où la consommation est plus importante ;
- Variation horaire qui dépend du régime de consommation de la population.

II.3.1. Consommation maximale journalière

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

$$K_{\max j} = Q_{\max j} / Q_{\text{moy}j} \quad (\text{II.3})$$

$Q_{\max j}$: Consommation maximale journalière (m^3/s)

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

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

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

D'où : $Q_{\max j} = 1,3 * Q_{\text{moy}j}$

II.3.2. Consommation minimale journalière

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

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

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

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

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

On prend $K_{\min j} = 0,9$

D'où : $Q_{\min j} = 0,9 * Q_{\text{moy}j}$

Tableau II.8: Consommations maximale et minimale journalière de la ville

Qmoy.j	K max.j	Qmax.j	K min.j	Qmin.j
(m ³ /j)		(m ³ /j)		(m ³ /j)
3519,11	1,3	4574,84	0,9	3167,20

L'intégration des coefficients d'irrégularité journalière maximum et minimum dans l'estimation des besoins en eau garantit la satisfaction des besoins en eau de cette agglomération à chaque moment de l'année, ce qui permet le dimensionnement du réseau d'adduction et de distribution d'eau potable en fonction du débit maximum journalier calculé qui est égal à :

$$Q_{maxj}=4574,84 \text{ (m}^3\text{/j) c'est-à dire } Q_{maxj}=52,95 \text{ l/s}$$

II.4.Etude des variations des débits horaires

Le débit moyen subit non seulement des variations journalières mais aussi des variations horaires.

Le débit moyen horaire est donné par la formule suivante :

$$Q_{moyh} = Q_{max.j} / 24 \text{ (m}^3\text{/h)}$$

Avec : Q_{moyh} : débit moyen horaire (m³/h)

Q_{max.j} : débit maximal journalier (m³/j)

Pour notre projet, nous avons Q_{max.j} = 4574,84 m³/j

$$AN: Q_{moyh} = 4574,84/24 = 190,62 \text{ m}^3\text{/h} \rightarrow Q_{moyh} = 190,62 \text{ m}^3\text{/h}$$

Pour la détermination du débit de pointe et le débit minimum horaires, on a opté pour la méthode donnant la variation horaire de la consommation totale dans l'agglomération en se basant sur le tableau II.10, pour cette agglomération. La variation du débit horaire est exprimée en pourcentage du débit maximum journalier.

II.4.1.Variation horaire de la consommation totale de l'agglomération selon le nombre des habitants :

Pour déterminer la variation horaire de la consommation de cette agglomération on utilise les données du tableau ci-après:

Tableau II.9: la variation horaire en fonction du nombre de la population

heures	Nombres d'habitants				
	Moins de 10000	De 10001 à 50000	De 50001 à 100000	Plus de 100000	Agglo. de type rural
1	2	3	4	5	6
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	3,25	3
5_6	3	3,5	4,1	3,4	5,5
6_7	5	4,5	4,5	3,85	5,5
7_8	6,5	5,5	4,9	4,45	5,5
8_9	6,5	6,25	4,9	5,2	3,5
9_10	5,5	6,25	5,6	5,05	3,5
10_11	4,5	6,25	4,8	4,85	6
11_12	5,5	6,25	4,7	4,6	8,5
12_13	7	5	4,4	4,6	8,5
13-14	7	5	4,1	4,55	6
14-15	5,5	5,5	4,2	4,75	5
15-16	4,5	6	4,4	4,7	5
16-17	5	6	4,3	4,65	3,5
17-18	6,5	5,5	4,1	4,35	3,5
18-19	6,5	5	4,5	4,4	6
19-20	5	4,5	4,5	4,3	6
20-21	4,5	4	4,5	4,3	6
21-22	3	3	4,8	4,2	3
22-23	2	2	4,6	3,75	2
23-24	1	1,5	3,3	3,7	1

Source polycopie de M.SALAH

CHAPITRE II ESTIMATION DES BESOINS EN EAU

Nous avons une population de 22887habitants. Le nombre d’habitants de la commune est entre 10000 et 50000, ils correspondent à la deuxième colonne de répartition.

II.4.2.Calcul de la consommation horaire :

Le débit horaire demandé par l’agglomération est donné par la formule :

$$Q_h = (P\% * Q_{maxj}) / 100 \quad \text{(II .5)}$$

Avec :

Q_h = débit horaire nécessaire

$P\%$ = pourcentage horaire.

Tableau II.10 : Variation du débit horaire de l’agglomération

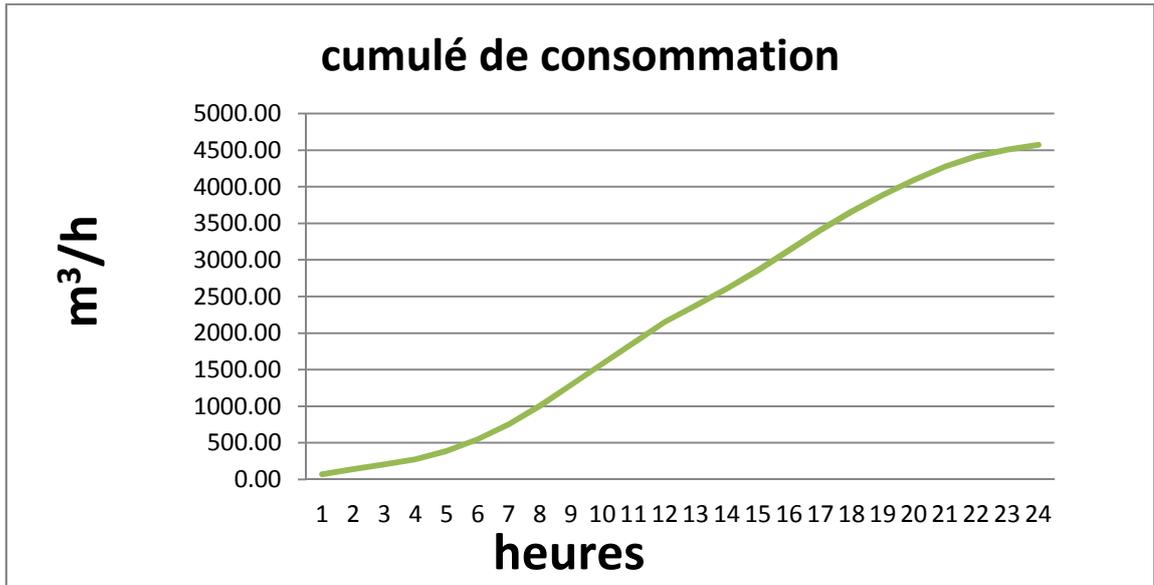
Heures	Consommation totale $Q_{max,j}=4574,84(m^3/j)$		Courbe de la consommation Cumulée (intégrale)	
	%	m^3/h	%	m^3/h
0-1	1,5	68,62	1,50	68,62
1-2	1,5	68,62	3,00	137,25
2-3	1,5	68,62	4,50	205,87
3-4	1,5	68,62	6,00	274,49
4-5	2,5	114,37	8,50	388,86
5-6	3,5	160,12	12,00	548,98
6-7	4,5	205,87	16,50	754,85
7-8	5,5	251,62	22,00	1006,46
8-9	6,25	285,93	28,25	1292,39
9-10	6,25	285,93	34,50	1578,32
10-11	6,25	285,93	40,75	1864,25
11-12	6,25	285,93	47,00	2150,17
12-13	5	228,74	52,00	2378,92
13-14	5	228,74	57,00	2607,66
14-15	5,5	251,62	62,50	2859,28
15-16	6	274,49	68,50	3133,77
16-17	6	274,49	74,50	3408,26
17-18	5,5	251,62	80,00	3659,87
18-19	5	228,74	85,00	3888,61
19-20	4,5	205,87	89,50	4094,48
20-21	4	182,99	93,50	4277,48
21-22	3	137,25	96,50	4414,72
22-23	2	91,50	98,50	4506,22
23-24	1.5	68,62	100,00	4574,84
Total	100			

D’après ce tableau de répartition des débits nous avons Le débit de pointe Q_{max_h} et le débit minimal Q_{min_h} .

$Q_{max_h} = 285,93 m^3/h$

$Q_{min_h} = 68,62 m^3/h$

NB : Le débit de pointe Q_{max_h} pour cette localité est entre 8h et midi.
Nous pouvons donc tracer les graphes de consommation d’après le tableau ciavant.



FigureII.2: Cumulé de consommation totale de l’agglomération

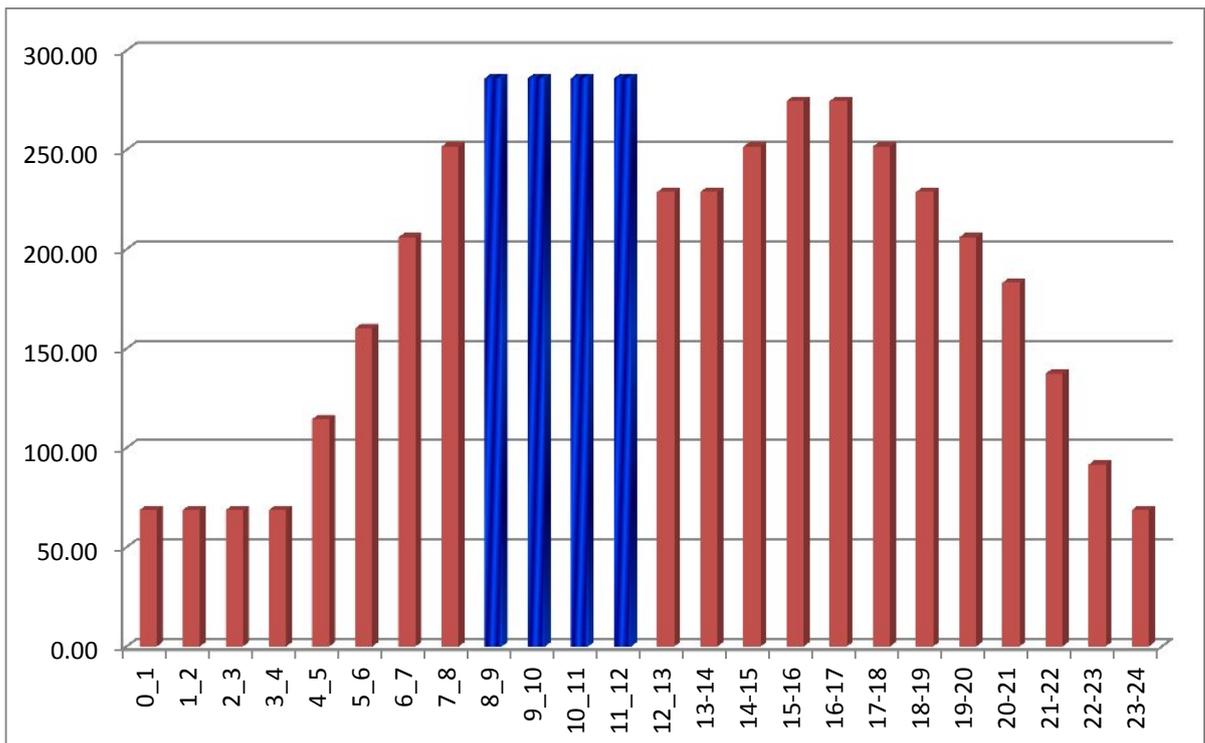


Figure II .1 : Graphique de consommation totale de l’agglomération

Conclusion

Dans ce chapitre, on a essayé de calculer et estimer les besoins en eau de notre commune à l'horizon de calcul, par la suite on a calculé le déficit de cette localité qui est estimé à **4574,84 m³/h**.

Afin de transférer cette quantité vers les consommateurs il est indispensable de dimensionner les ouvrages de stockage qui est l'objectif du chapitre suivant.

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'emménagement 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.

CHAPITRE III DIMENSIONNEMENT DES RESERVOIRS

➤ 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).

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
- Surélévée

D'après leurs formes :

- Circulaires
- Rectangulaires
- Carrés

CHAPITRE III DIMENSIONNEMENT DES RESERVOIRS

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 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 24)

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 (surverse) noyée ou dénoyée.
- Par le bas : côte latéral ou par le fond.

CHAPITRE III DIMENSIONNEMENT DES RESERVOIRS

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 manifesterait 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 où 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 page24**)

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

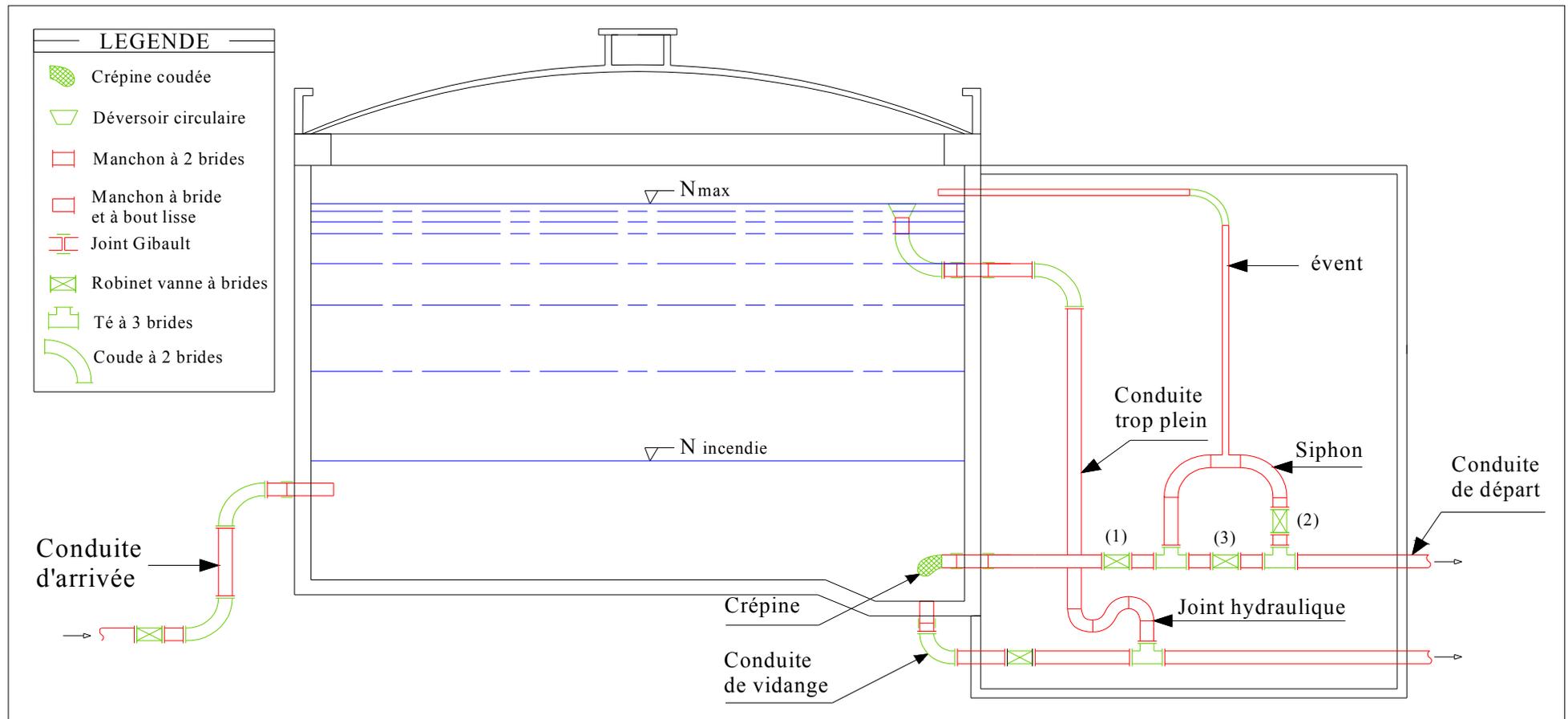


Figure III .1 : Coupe transversale d'un réservoir semi-enterré

CHAPITRE III DIMENSIONNEMENT DES RESERVOIRS

III .7. Calcul de la capacité des réservoirs

Pour notre projet, nous avons projeté (02 bâches et un réservoir d'alimentation) trois 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.

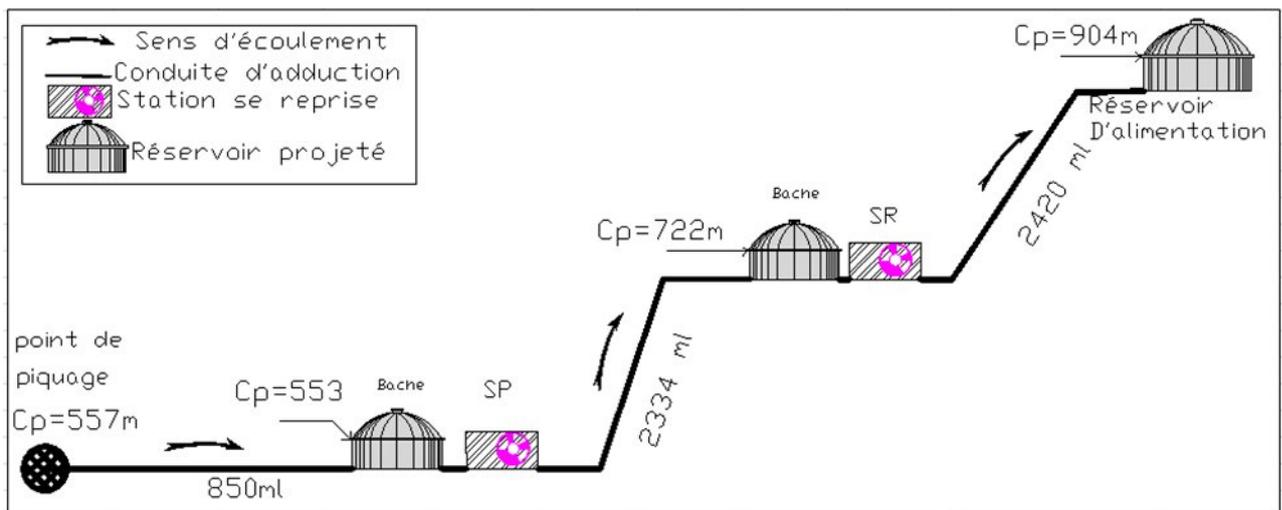


Figure III .2 : Schéma explicatif de l'emplacement des réservoirs.

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 .

CHAPITRE III DIMENSIONNEMENT DES RESERVOIRS

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 analytique.

III .7.3 .Estimation de la capacité totale du réservoir d'alimentation par la méthode analytique

Le volume du réservoir d'alimentation est calculé d'après le tableau ci-après.

CHAPITRE III DIMENSIONNEMENT DES RESERVOIRS

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

Heures	Apports	Distribution (%)	Surplus	Deficit (%)	Résidu (%)
00 - 01	0	1,5	-	1,5	8,5
01-02	0	1,5	-	1,5	7
02-03	0	1,5	-	1,5	5,5
03-04	0	1,5	-	1,5	4
04-05	5	2,5	2,5	-	6,5
05-06	5	3,5	1,5	-	8
06-07	5	4,5	0,5	-	8,5
07-08	5	5,5	-	0,5	8
08-09	5	6,25	-	1,25	6,75
09-10	5	6,25	-	1,25	5,5
10-11	5	6,25	-	1,25	4,25
11-12	5	6,25	-	1,25	3
déc-13	5	5	-	0	3
13 - 14	5	5	-	0	3
14 - 15	5	5,5	-	0,5	2,5
15 - 16	5	6	-	1	1,5
16 - 17	5	6	-	1	0,5
17 - 18	5	5,5	-	0,5	0
18 - 19	5	5	-	0	0
19 - 20	5	4,5	0,5	-	0,5
20 - 21	5	4	1	-	1,5
21 - 22	5	3	2	-	3,5
22 - 23	5	2	3	-	6,5
23 - 00	5	1,5	3,5	-	10
Total	100%	100%	--	--	--

Calcul de la capacité total du réservoir d'alimentation:

Le volume résiduel sera : $V_r = \frac{10 * 4574,84}{100} = 457,48m^3$

La capacité totale sera : $V_t = 457,48 + 120 = 577,48m^3$

La capacité normalisée sera : $V_n = 750m^3$.

III.7.4. Estimation de la capacité de la bache de la station de pompage et la station de reprise

Le volume des baches des stations pompage et de reprise est calculé d'après la formule suivant :

CHAPITRE III DIMENSIONNEMENT DES RESERVOIRS

$$V_{\text{b\^ache}} = (Q_{\text{max } j} \times t) / 4 \quad (\text{III .4})$$

$Q_{\text{max},j}$: débit maximal journalier total. ($Q_{\text{max},j} = 4574,84 \text{ m}^3/\text{j}$).

T: le temps de fonctionnement de la station de pompage ($T = 20\text{h}$)

t : temps nécessaire pour maintenir la crépine en charge (on prend $t=45 \text{ mn}$)

$$V_{\text{b\^ache1}} = (Q_{\text{max } j} \times t) / 4$$

$$V_{\text{b\^ache1}} = 71,48 \text{ m}^3.$$

La capacité totale sera : $V_t = 71,48 + 29,62 = 100 \text{ m}^3$

Le volume ajouté est pour la sécurité.

La capacité normalisée sera : $V_n = 100 \text{ m}^3$.

N.B :Pour l'autre b che de la station de reprise, le volume est calculé de même manière que la première b che de station pompage, c'est-à-dire ce volume normalisé est de $V_{n1} = V_{n2} = 100 \text{ m}^3$.

III.8. Dimensions des réservoirs

La hauteur optimale d'eau utile h est située entre 3 et 6 m. Cette hauteur peut atteindre 7 à 8 m dans le cas de grands réservoirs.

➤ Le diamètre D de la cuve

$$S = \frac{V_n}{h} \Rightarrow \frac{\pi * D^2}{4} = \frac{V_n}{h} \Rightarrow D = \sqrt{\frac{4 * V_n}{\pi * h}} \quad (\text{III .5})$$

V_n : capacité normalisée du réservoir (m^3) ;

S : section du réservoir (m^2) ;

D : diamètre de la cuve (m) ;

h : hauteur utile optimale d'eau (m),

On prend: $h = 8 \text{ m}$ pour le réservoir d'alimentation et $h = 5$ pour les b ches.

III.8.1. Dimensions du réservoir d'alimentation

$$\text{AN: } D = \sqrt{\frac{4 * 750}{3,14 * 8}} \Rightarrow D = 10,92 \text{ m, on prend : } D = 11 \text{ m}$$

➤ Réévaluation de la hauteur d'eau h :

CHAPITRE III DIMENSIONNEMENT DES RESERVOIRS

$$h = \frac{4 * V_n}{\pi * D^2} \quad \text{AN: } h = \frac{4 * 750}{3,14 * 11^2} \Rightarrow h = 7,8 \text{ m}$$

➤ La section de la cuve : $S = \frac{V_n}{h}$

AN: $S = \frac{750}{7,8} \Rightarrow S = 96,15 \text{ m}^2$

La hauteur totale du réservoir

En plus de la hauteur utile optimale d'eau dans la cuve, il faut prévoir un espace appelé revanche ou matelas d'air d'une épaisseur variant de 0,20 à 1m, au-dessus du plan d'eau.

$$H = h + R \quad \text{(III .6)}$$

H : hauteur totale du réservoir (m) ;

R : revanche (m),

On prend: $R = 0,20 \text{ m}$

AN: $H = 7,8 + 0,20 \Rightarrow H = 8 \text{ m}$

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

$$h_{inc} = \frac{V_{inc}}{S} \quad \text{(III .7)}$$

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

AN : $h_{inc} = \frac{120}{96,15} \Rightarrow h_{inc} = 1,25 \text{ m}$

III.8.2. Dimensions des baches des stations de pompage

AN: $D = \sqrt{\frac{4 * 100}{3,14 * 5}} \Rightarrow D = 5,05 \text{ m}$, on prend: $D = 5,2 \text{ m}$

Réévaluation de la hauteur d'eau h :

$$h = \frac{4 * V_n}{\pi * D^2}$$

AN: $h = \frac{4 * 100}{3,14 * 5,2^2} \Rightarrow h = 4,71 \text{ m}$

CHAPITRE III DIMENSIONNEMENT DES RESERVOIRS

➤ La section de la cuve :

$$S = \frac{V_n}{h}$$

$$\text{AN: } S = \frac{100}{4,71} \Rightarrow S = 21,23 \text{ m}^2$$

➤ La hauteur totale du réservoir

En plus de la hauteur utile optimale d'eau dans la cuve, il faut prévoir un espace appelé revanche ou matelas d'air d'une épaisseur variant de 0,20 à 1m, au-dessus du plan d'eau.

$$H = h + R$$

H : hauteur totale du réservoir (m) ;

R : revanche (m),

On prend: R = 0,29m

$$\text{AN: } H = 4,71 + 0,29 \Rightarrow H = 5 \text{ m}$$

III.9. 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).

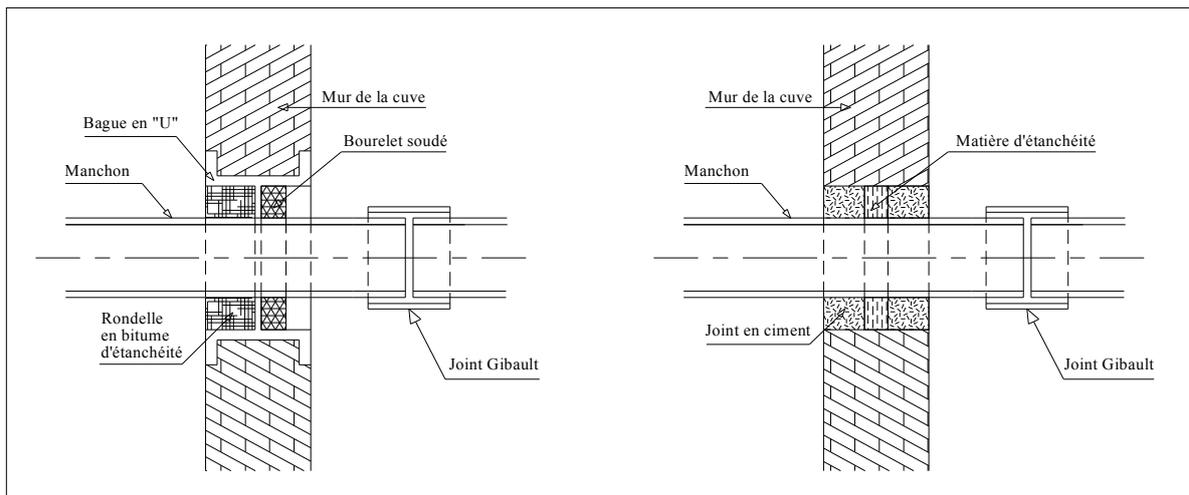


Figure III.3: Traversée des conduites (manchon à bout lisse)

CHAPITRE III DIMENSIONNEMENT DES RESERVOIRS

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

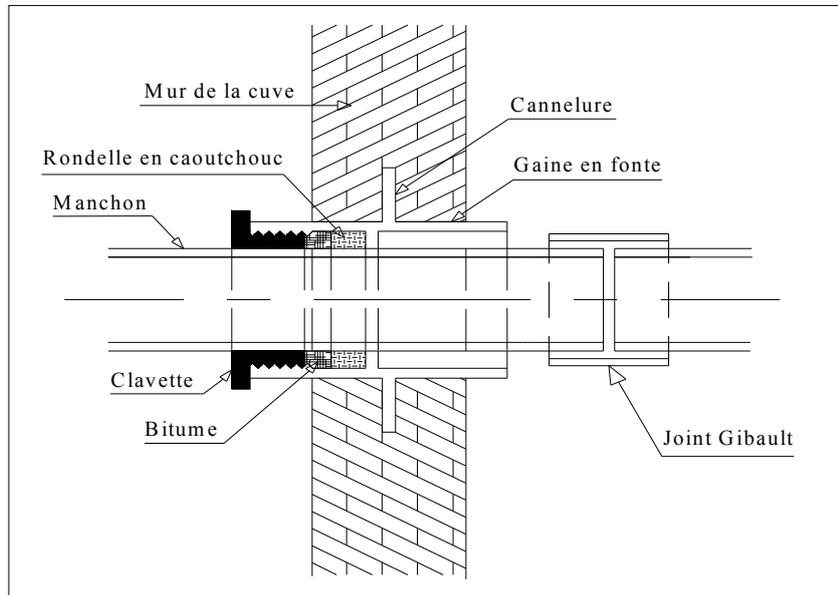


Figure III.4. : Traversée des conduites
(Gaine en fonte)

Conclusion

L'acheminement de l'eau jusqu'au réservoir d'alimentation s'effectuera par l'intermédiaire de deux stations de pompage pour satisfaire les besoins en eau des agglomérations, ainsi dimensionnées et moyennant des conduites d'adduction mixte (gravitaire-refoulement), le réservoir d'alimentation est de **750m³** de volume et les bâches d'aspirations sont de **100m³** chacune.

Introduction

Les adductions sont nécessaires pour assurer le transport de l'eau entre le point de piquage et le point d'accumulation. Dans la pratique ces points sont relativement éloignés l'un de l'autre, quelquefois ils peuvent se trouver à des distances considérables. Le but de ce chapitre est de faire une étude techno-économique pour dimensionner le réseau d'adduction.

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).

IV.4. caractéristiques générales du transfert :

La topographie du terrain et les contraintes techniques de fonctionnement ont conduit à découper le transfert en deux tronçons :

-**le tronçon 1**, entre le point du piquage de la conduite de transfert de la station de traitement et la station de pompage(SP) par une conduite gravitaire d'environ **850m** de longueur.

-**le tronçon 2**, entre la station de pompage(SP1) et le réservoir d'alimentation Par une conduite de refoulement d'environ **4754m** de longueur, ce tronçon a une dénivelé d'environ **350m** donc la topographie de ce tronçon nécessite l'implantation d'une station de pompage (à une côte de **548mNGA**) et une station de reprise (à une côte de **717mNGA**).

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. la zone d'étude s'étale de la source qui est le piquage de la conduite de la station de traitement du barrage de Ghrib (d'après la DHW de la wilaya de MEDEA).

Vu la configuration générale de la zone d'étude, l'adduction comportera une partie gravitaire partant du piquage de la conduite de la station de traitement jusqu'à la rive gauche de oued, et une autre par refoulement.

IV.5.1. Proposition de variante

On opte pour l'étude des variantes suivantes :

❖ Variante N°1 :

Dans cette variante, le système d'adduction par refoulement est constitué d'une station de pompage située sur la rive gauche de l'oued là où la charge disponible réservée par la côte du piquage de la conduite de transfert s'épuise, pour refouler l'eau à une côte dominante de **898mNGA** au niveau d'un point haut de la commune de Si Mahdjoub. Ainsi :

- Le piquage de la conduite de transfert, à une côte piézométrique de **557mNGA**, alimente la station de pompage (SP) par une conduite gravitaire d'environ **850m** de longueur.
- La station de pompage se trouve à une cote de terrain de **548mNGA** et refoule l'eau vers le réservoir d'alimentation situé à une côte de terrain de **898mNGA** par l'intermédiaire d'une conduite d'environ **4754m** de longueur à une hauteur d'environ **350m** (voir l'annexe N°5).

❖ Variante N°2 :

Dans cette variante, le système d'adduction par refoulement est constitué de deux (02) stations de reprise, la première est située sur la rive gauche d'oued là où la charge disponible réservée par la côte du piquage de la conduite de transfert s'épuise, la deuxième est sise à une côte **717mNGA** pour refouler l'eau au réservoir d'alimentation projeté à une côte dominante de **898mNGA** au niveau d'un point haut de la commune de Si Mahdjoub. Ainsi :

- Le piquage de la conduite de transfert, à une côte de **557mNGA**, alimente la première station de pompage (SP) par une conduite gravitaire d'environ **850m** de longueur.
- La première station de pompage (SP) refoule l'eau vers la deuxième station de reprise (se trouve à une cote de terrain de **717mNGA**) à une hauteur d'environ **169m** par l'intermédiaire d'une conduite d'environ **2334m** de longueur.
- La deuxième station de reprise (SR) refoule l'eau vers le réservoir d'alimentation projeté à une hauteur d'environ **181m** à l'aide d'une conduite de **2420m** de longueur. (**figure IV.2.**).

❖ Variante N°3 :

Dans cette variante, le système d'adduction par refoulement est constitué de trois (03) stations de reprise, la première est située sur la rive gauche d'oued là où la charge disponible réservée par la côte du piquage de la conduite de transfert s'épuise, la deuxième est sise à une côte **654NGA**, la troisième à une côte **742mNGA** pour refouler l'eau au réservoir d'alimentation projeté à une côte dominante de **898mNGA** au niveau d'un point haut de la commune de Si Mahdjoub. Ainsi :

- Le piquage de la conduite de transfert, sise à une côte de **557mNGA**, alimente la première station de pompage (SP) par une conduite gravitaire d'environ **850m** de longueur.

CHAPITRE IV ETUDE D'ADDUCTION

- La première station de pompage (SP) refoule l'eau vers la deuxième station de reprise (SR2) à une hauteur d'environ **106m** par l'intermédiaire d'une conduite d'environ **1049m** de longueur.
- La deuxième station de reprise (SR2) refoule l'eau vers la troisième station de reprise (SR3) à une hauteur d'environ **156m** à l'aide d'une conduite de **1488m** de longueur.
- La troisième station de reprise (SR2) refoule l'eau vers le réservoir d'alimentation projeté à une hauteur de **898m** à l'aide d'une conduite de **2217m** de longueur. (**figure IV.3.**)

IV.5.2. Analyse et choix de variante

La première variante prévoit une station de pompage pour élever l'eau à une hauteur totale de **350m**, ce qui est déconseillé vu la nécessité de mise en place des groupes électropompes prototypes. En plus de cet inconvénient, la variante N°1 ne peut pas assurer l'alimentation de la commune de Si Mahdjoub de la manière la plus économique.

Les variantes N°2 et N°3 sont à peu près identiques, sauf que la première station de pompage de la deuxième variante est remplacée par deux stations de reprises dans la troisième variante, Les deux variantes permettent l'alimentation de la commune de Si Mahdjoub de manière moins coûteuse, Contrairement à la variante N°3. La variante N°2 nous donne les longueurs des tronçons à peu près identiques aux tronçons de la variante N°3 et des travaux de génie civil les moins onéreux.

Conclusion

Vu ses avantages, la variante N° 2 est la meilleure du point de vue technico-économique.

CHAPITRE IV ETUDE D'ADDUCTION

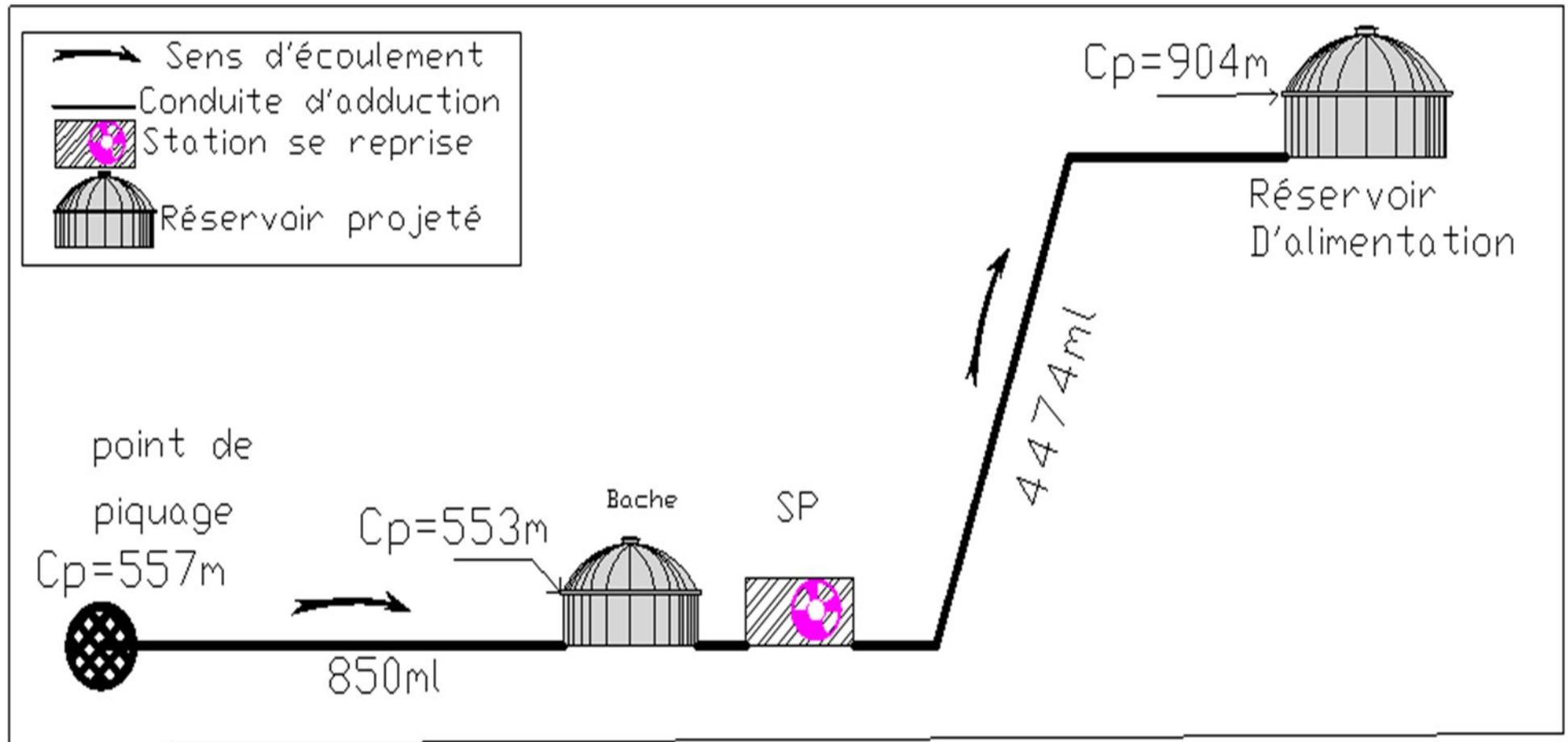


Figure IV.1.: Schéma de la variante N°1 (Une station de pompage)

CHAPITRE IV ETUDE D'ADDUCTION

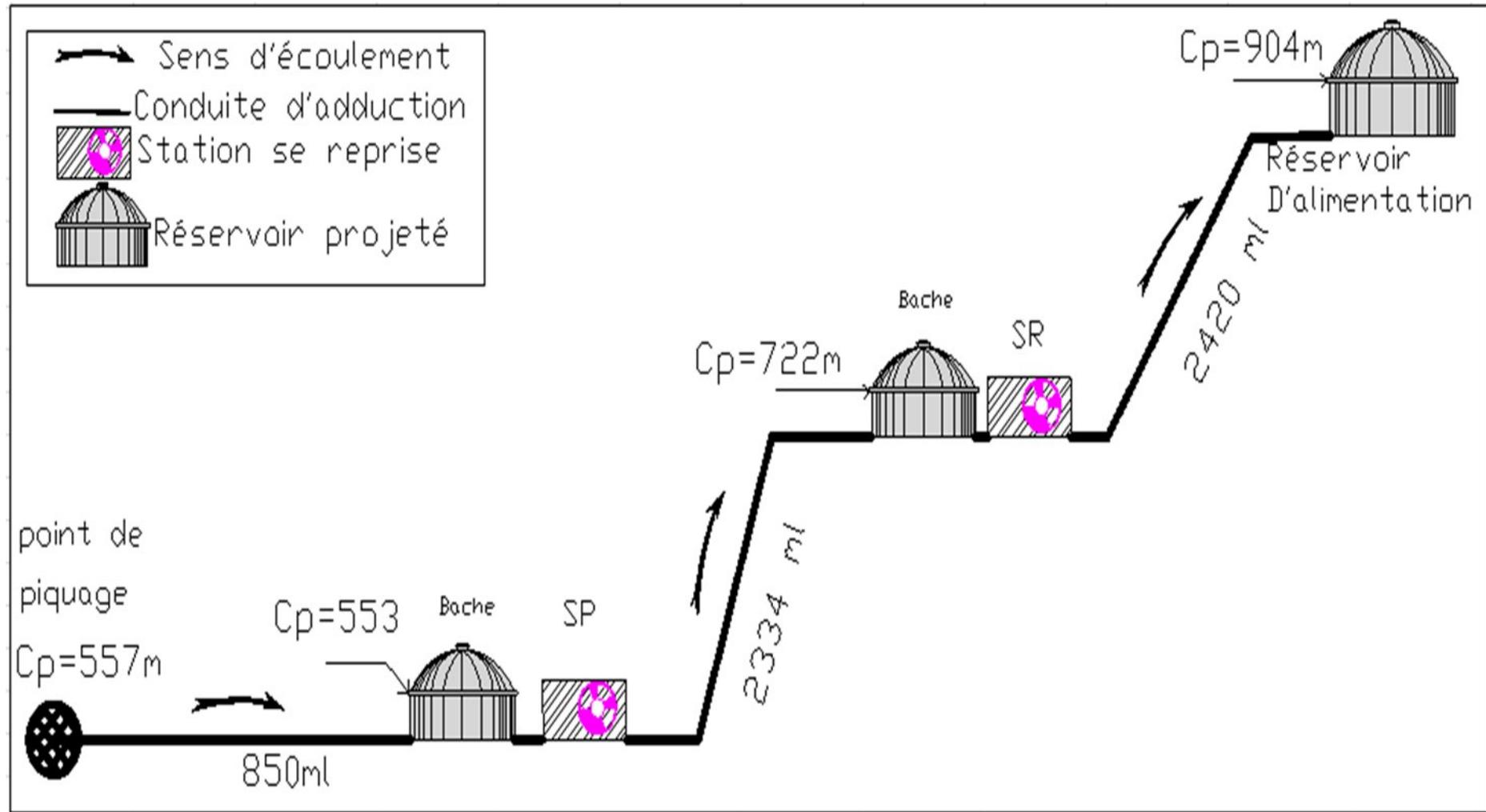


Figure IV.2. : Schéma de la variante N°2 (Deux stations de pompage)

CHAPITRE IV ETUDE D'ADDUCTION

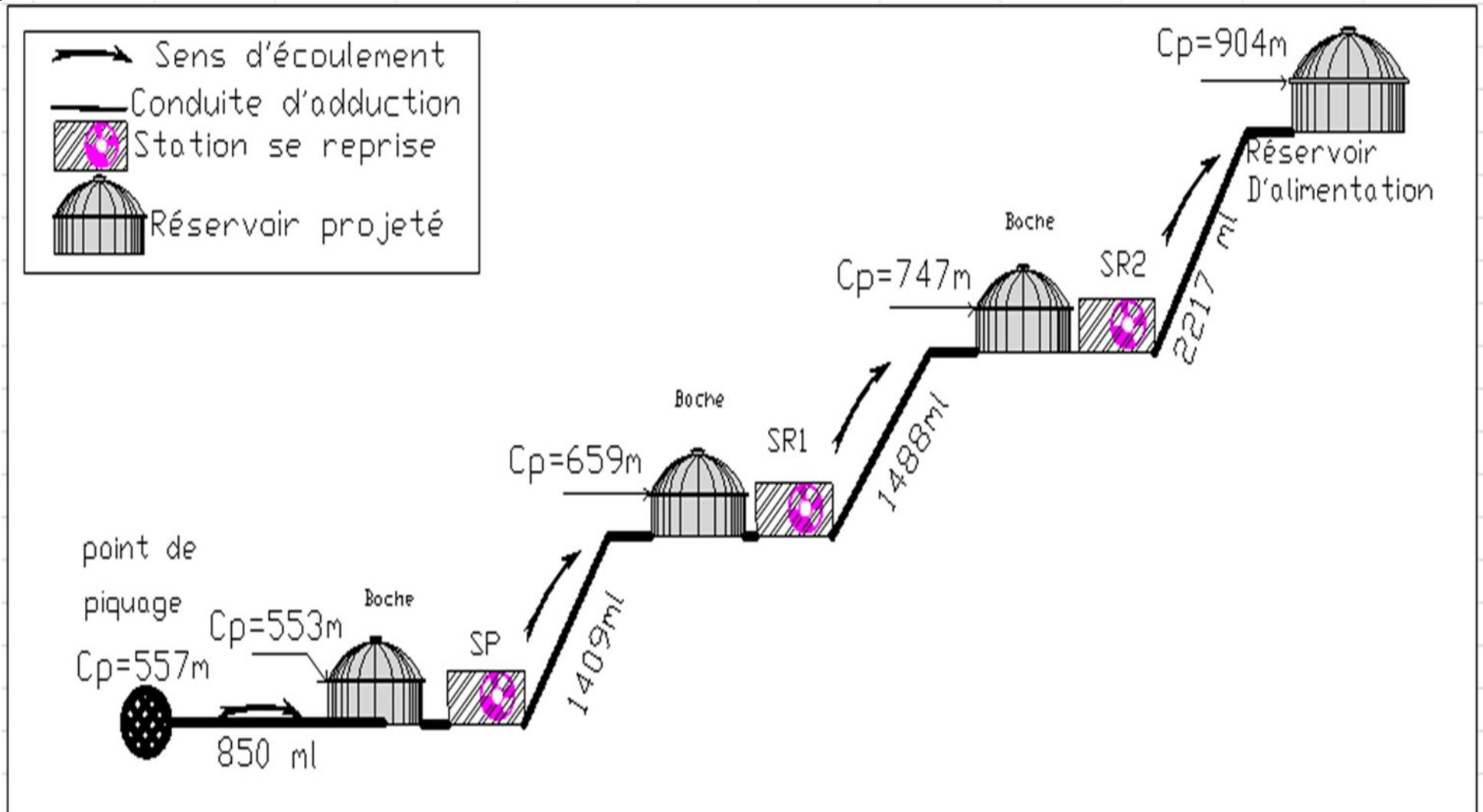
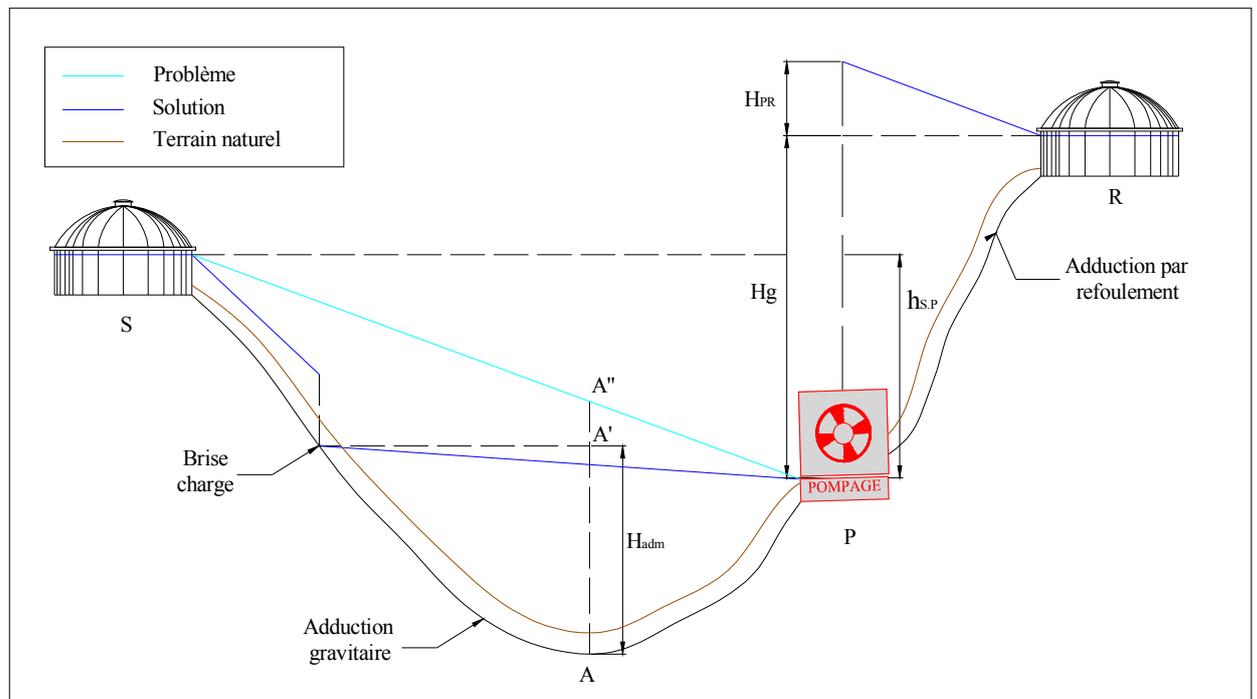


Figure IV.3. : Schéma vertical de la variante N°3 (trois stations de pompage)

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'écroulement (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**).

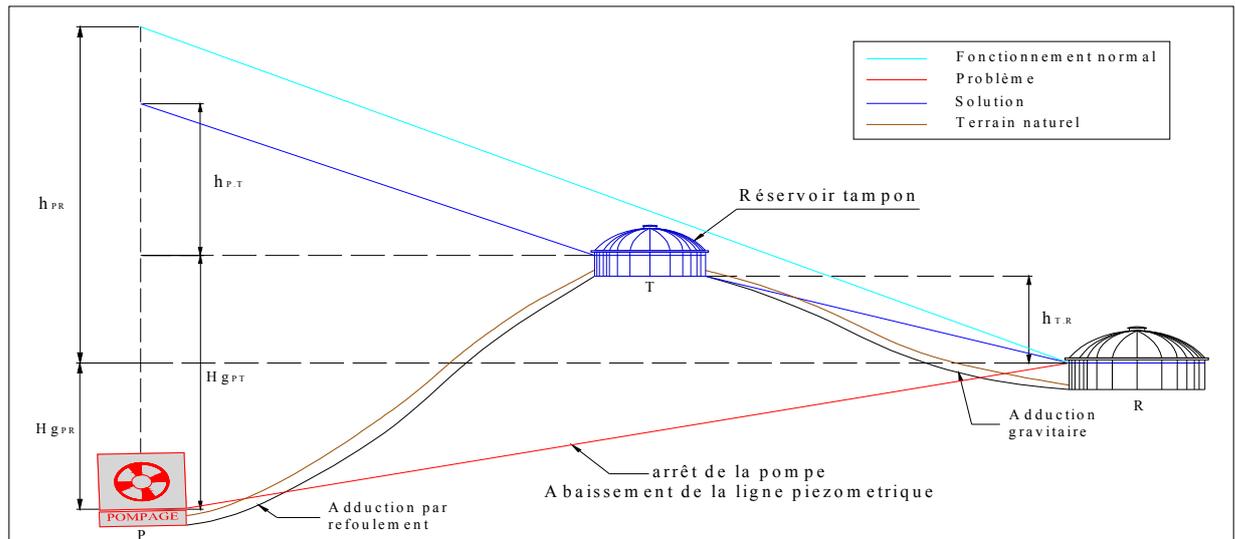


Figure IV.5.: Problème d'écrêtement (implosion de la conduite)

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 deux formules approchées suivantes:

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

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

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)

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

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;

CHAPITRE IV ETUDE D'ADDITION

-La longueur du tronçon L en (m) ;

$$\Delta H_l = I * L = \lambda \frac{L V^2}{D 2g} \quad (\text{IV-3})$$

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 : $\lambda = (1,14 - 0,86 \text{Ln} \frac{\varepsilon}{D})^{-2}$ (Formule de Nikuradzé) (IV-4)

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 * \text{Log}(\frac{\varepsilon}{3,7 * D} + \frac{2,51}{R_e * \sqrt{\lambda}}) \quad (\text{Formule Colebrook}) \quad (\text{IV-5})$$

Re: nombre de Reynolds, est calculé

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

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: $\nu=0.01$ Stocks = 10^{-6} m²/s.

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

$$K_s = K_0 + \alpha T$$

K_0 : rugosité absolue des tuyaux neufs

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

T: temps de service

CHAPITRE IV ETUDE D'ADDUCTION

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 :

$$\Delta H_s = 0,1 * \Delta H_l \quad (\text{IV-6})$$

Pertes de charge totales (ΔH_t) :

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

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

C) Calcul de la hauteur manométrique totale :

La hauteur manométrique totale est la somme de pertes de charge et de la hauteur géométrique : $HMT = Hg + \Delta H_a + \Delta H_r = Hg + \Delta H_t$ (IV-7)

Hg: la hauteur géométrique

ΔH_a : pertes de charge à l'aspiration

ΔH_r : pertes de charge au refoulement

D) Puissance absorbée par la pompe :

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

$$P = \frac{\rho g * Q * HMT}{\eta} \quad (\text{IV-8})$$

η : rendement de la pompe en (%)

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

g: pesanteur (9.81 m/s²)

E) Energie consommée par la pompe :

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

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

P: puissance de la pompe en (kW)

F) Frais d'exploitation :

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

$$F_{ex} = E * e \quad [DA] \quad (IV-11)$$

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

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

J) Frais d'amortissement :

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

$$F_{am} = Prc * A \quad [DA] \quad (IV-12)$$

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

A: Amortissement annuel. Il est donné par la formule (IV-13):

$$A = \frac{i}{(i+1)^n - 1} + i \quad (IV-13)$$

i: Taux d'annuité annuel, i = 8 %

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

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

IV.7.2) Cas gravitaire :

A) 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 :

$$\Delta H_t = \frac{K' * L_{eq} * Q^\beta}{D_{av}^m} \quad (IV-14)$$

ΔH_t : Perte de charge totale (m);

K' : Coefficient de perte de charge;

CHAPITRE IV ETUDE D'ADDUCTION

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

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

L_g : Longueur géométrique de la conduite (m) ;

L_{e_s} : 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) ;

β : 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-1: Coefficients K' , m, β pour différents types du tuyau

Tuyau	K'	m	β
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 :

$$D_{av.i} = \sqrt[m]{\frac{K * L_{eq.i} * Q_i^\beta}{\Delta H_i}} \quad \text{(IV-16)}$$

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

IV.8. Dimensionnement de l'adduction

IV.8.1.Détermination du diamètre avantageux

Le calcul du tronçon (piquage –station de pompage) se fait de telle façon que le tronçon véhicule en 20 heures la totalité du débit refoulé par les pompes installées au niveau de la station de pompage, qui fonctionne 20h/24h.

Puisque le tronçon fonctionne en gravitaire, il s'agit de déterminer le diamètre avantageux, la charge disponible est calculé en faisant la différence entre la cote du radier de la bache de la station de pompage et la cote piézométrie du point de piquage.

Pour la détermination du diamètre avantageux de la conduite gravitaire sachant que la cote piézométrique la bache de la station de pompage est de **553mNGA**, on procède par un tâtonnement, tel que :

- On donne des côtes piézométriques à la première station de reprise ;
- On détermine la longueur géométrique de la conduite et la charge disponible entre le piquage et la première station de pompage projetée;
- On détermine le diamètre avantageux moyennant la formule (IV-16) ;
- On choisit la cote nous donnant un diamètre normalisé.

Les résultats de tâtonnement figurent dans le tableau ci-après

Tableau IV.2:Détermination du diamètre de la conduite gravitaire

Côte d'arrivée	Perte de charge totale	Longueur géométrique	Longueur totale	Diamètre calculé
(mNGA)	(m)	(m)	(m)	(mm)
550	07	793	873	192,34
553	04	850	977,5	220,4

Donc le diamètre normalisé est de **250mm** pour les conduites **PN10**.

A) La vitesse d'écoulement

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

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

Avec :

Q : débit véhiculé par l'adduction (m³/s) ;

CHAPITRE IV ETUDE D'ADDUCTION

S : section de la canalisation (m²) ;

V : vitesse d'écoulement (m/s) ;

D : diamètre nominal de la conduite (m).

$$\text{A.N: } V = \frac{4 * 52,95 * 10^{-3}}{3,14 * 0,2204^2} \Rightarrow V = 1,39 \text{ m/s}$$

B) Les frais d'investissement

Les frais d'investissement de la conduite gravitaire figurent dans le tableau ci-après :

Tableau IV.3: Frais d'investissement de la conduite gravitaire

Diamètre	Prix du ml	Longueur	Prix total	Annuité	Investissement
(mm)	(DA)	(m)	(DA)	(DA)	(DA)
250	3036,15	850	2580727,5	0,094	242588,358

Conclusion

Avec un diamètre DN = 250 mm, la vitesse d'écoulement dans l'adduction gravitaire (V= 1,39 m/s) est admissible.

Ainsi le réservoir de la station de pompage doit être implanté d'une manière à ce que sa côte piézométrique soit de 553mNGA.

IV.8.2. Détermination des diamètres économiques de la conduite de refoulement

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.8.2.1. Tronçon station de pompage – Station de reprise

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 (m³/s) ;

$Q_{\text{max } j}$: Débit maximum journalier (m³/j) ; $Q_{\text{max } j} = 4574,84 \text{ m}^3/\text{j}$.

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

$$\text{A.N : } Q_{\text{exp},SR1} = \frac{4574,84}{20 * 3600} \Rightarrow Q_{\text{exp}} = 63,54 * 10^{-3} \text{ m}^3/\text{s} ;$$

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

CHAPITRE IV ETUDE D'ADDUCTION

$D_{ec} = 252 \text{ mm}$

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

➤ **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.4.

Tableau IV.4: Variation des HMT en fonction du diamètre

Diamètre (mm)	Longueur (m)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	λ	ΔH_{lin}	ΔH_{tot}	Hg	HMT
					(m)	(m)	(m)	(m)
200	2334	63.54	3.36	0.0118	53.30	58.63	174	232.63
250	2334	63.54	2.15	0.0113	16.67	18.34	174	192.34
315	2334	63.54	1.35	0.0108	5.05	5.55	174	179.55
400	2334	63.54	0.84	0.0104	1.46	1.61	174	175.61
500	2334	63.54	0.54	0.01	0.46	0.51	174	174.51

Les frais d'exploitation correspondant aux différents diamètres sont présentés dans le tableau IV.5.

Tableau IV.5: 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	63.54	232.63	207.15	1814649.61	8474413.68
250	63.54	192.34	171.27	1500335.8	7006568.2
315	63.54	179.55	159.88	1400569.39	6540659.07
400	63.54	175.61	156.38	1369852.83	6397212.72
500	63.54	174.51	155.39	1361239.84	6356990.05

➤ **Calcul des frais d'investissement**

Les dépenses d'investissement correspondant aux différents diamètres sont présentées dans le tableau IV.6.

CHAPITRE IV ETUDE D'ADDUCTION

Tableau IV.6.: 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	3657.02	2334	8535484.68	0,094	802335.5599
250	7511.88	2334	17532754	0,094	1648078.025
315	8647.89	2334	20184175.26	0,094	1897312.474
400	13936.58	2334	32527977.72	0,094	3057629.906
500	21737.75	2334	50735908.5	0,094	4769175.399

➤ **Bilan des coûts (Exploitation - Investissement)**

Le bilan des coûts de l'exploitation et de l'investissement figure dans le tableau IV.7.

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

DN (mm)	200	250	315	400	500
Investis (DA)	802335.5599	1648078.025	1897312.47	3057629.906	4769175.399
Exploit (DA)	8474413.7	7006568.2	6540659.07	6397213.72	6356990.05
TOTAL (DA)	9276749.26	8654646.23	8437971.54	9454842.63	11126165.45

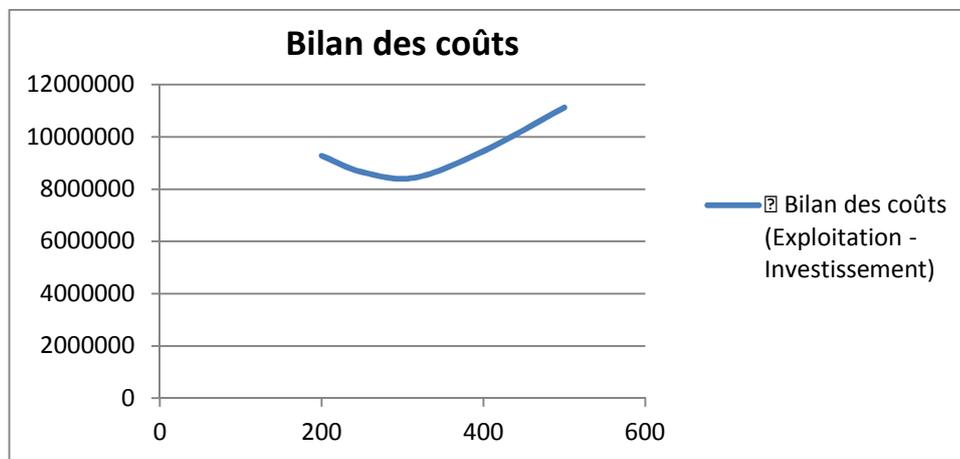


Figure IV.6 : Bilan des frais d'investissement et d'exploitation

Conclusion

Selon la combinaison des frais d'investissement et d'exploitation, le bénéfice va au profit du diamètre DN 315 dont la vitesse est de 1.35m/s.

IV.8.2.2. Tronçon Station de reprise –réservoir d'alimentation

La station de reprise est appelée à refouler tout le débit qu'elle reçoit de la station de pompage alors son débit d'exploitation est le même que celui de cette dernière et est de : $Q_{exp} = 63.54 \cdot 10^{-3} m^3/s$

CHAPITRE IV ETUDE D'ADDUCTION

Ainsi le diamètre économique moyennant la relation (IV.2) est de : $D_{ec} = 252 \text{ mm}$

Donc :

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

➤ Calcul des frais d'exploitation

Les résultats du calcul de la hauteur manométrique totale en fonction du diamètre figurent dans le tableau IV.8.

Tableau IV.8: Variation des HMT en fonction du diamètre

Diamètre (mm)	Longueur (m)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	λ	ΔH_{lin} (m)	ΔH_{tot} (m)	Hg (m)	HMT (m)
200	2420	63.54	3.36	0.0118	55.26	60.79	187	247.79
250	2420	63.54	2.15	0.0113	17.28	19.01	187	206.01
315	2420	63.54	1.35	0.0108	5.23	5.75	187	192.75
400	2420	63.54	0.84	0.0104	1.52	1.67	187	188.67
500	2420	63.54	0.54	0.01	0.48	0.53	187	187.53

Les frais d'exploitation correspondant aux différents diamètres sont présentés dans le tableau IV.9.

Tableau IV.9: Variation des frais d'exploitation en fonction du diamètre

Diamètre (mm)	Débit (l/s)	HMT (m)	Puissance (KW)	Consommation (KWh)	Frais D'exploitation (DA)
200	63.54	247.79	220.65	1932908	9026682.02
250	63.54	206.01	183.45	1607013	7504751.41
315	63.54	192.75	171.64	1503571	7021675.1
400	63.54	188.67	168	1471722	6872943.24
500	63.54	187.53	166.99	1462792	6831238.49

➤ Calcul des frais d'investissement

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

Tableau IV.10: 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	3657.02	2420	8849988.40	0,094	8849988.40
250	7511.88	2420	18178749.6	0,094	1708802.46
315	8647.89	2420	20927893.80	0,094	1967222.02
400	13936.58	2420	33726523.6	0,094	3170293.22
500	21737.75	2420	52605355.00	0,094	50735908.50

CHAPITRE IV ETUDE D'ADDUCTION

➤ Bilan des coûts (Exploitation - Investissement)

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

Tableau IV.11: Bilan des frais d'investissement et d'exploitation

DN (mm)	200	250	315	400	500
Investis(DA)	8849988.40	1708802.46	1967222.02	3170293.22	50735908.50
Exploit(DA)	9026682.02	7504751.41	7021675.1	6872943.24	6831238.49
TOTAL	9858580.42	9213553.87	8988807.12	10043236.46	11600413.99

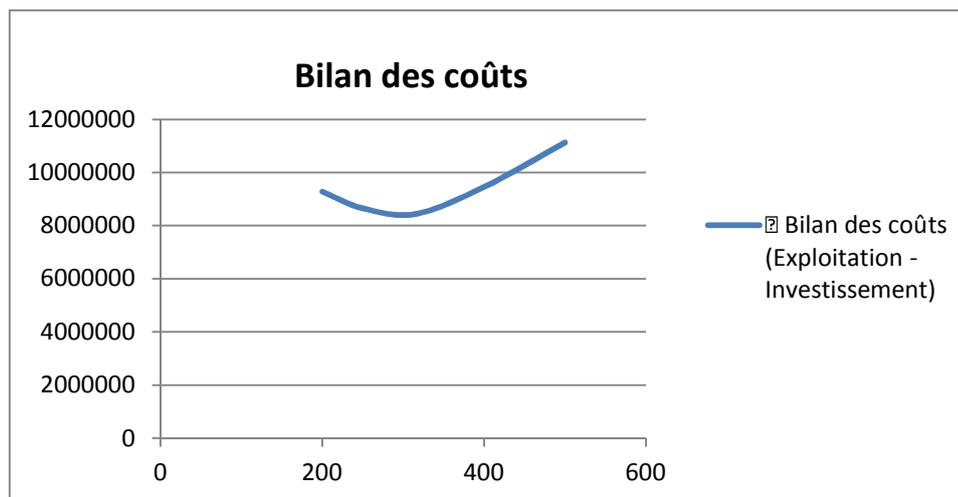


Figure IV.7 : Bilan des frais d'investissement et d'exploitation

Conclusion

Selon la combinaison des frais d'investissement et d'exploitation, le bénéfice va au profit du diamètre **DN 315** dont la vitesse est de **1.35m/s**.

III.9. 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.

Conclusion

L'étude technico-économique de l'adduction nous a permis de récapituler ce qui suit : l'adduction sera composée d'une partie gravitaire de **850 m** de longueur et de **250 mm** de diamètre avec une vitesse de **1,39m/s** et d'une partie refoulement de **4754 m** de longueur, constituée de deux stations de reprise. La première conduite de refoulement a une longueur de **2334 m** et un diamètre de **315 mm** avec une vitesse de **1,35m/s**, la deuxième à une longueur de **2420m** et un diamètre de **315 mm** avec une vitesse de **1,35m/s**.

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.

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 couteux 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 cout 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:

CHAPITRE V ETUDE DU POMPAGE

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

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

TableauV.1.Tableau de choix du type de bâtiment

paramètres	Type de bâtiment			
	bloc	Bâche sèche	Bâche mouillé	Surface
Débit Q(m3/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 béliet, réglage de débit, l'amorçage de la pompe.
- 9) Protection anti béliet.

V.8. Couplage des pompes :

On distingue deux types de couplage des pompes :

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

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 $n \leq 4$ —————> une seul pompe de secours
- Nombre de pompe $4 < n \leq 6$ —————> deux pompes de secours
- Nombre de pompe $6 < n$ —————> 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.

CHAPITRE V ETUDE DU POMPAGE

➤ Etre fabriquée en série

V.10.1. Refoulement : Station de pompage- Station de reprise

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 (l/s)	HMT appelée (m)	Type de pompe	η (%)	HMT (m)	Vitesse (tr/min)	Nbre d'étage	Pabs (Kw)	(NPSH) _r (m)	\varnothing roue (mm)
1	63,54	179,55	PM125/3E	72,5	186	2900	3	161	5,24	125
2	31,77	179,55	PM125 /10D	74,9	180	1450	10	76,3	1,62	125
3	21,18	179,55	PM80 /5C	74,8	187	2900	5	53,6	3,2	80
4	15,88	179,55	HMU50-2/5A	72,1	183	2900	5	40	2,63	50
5	12,77	179,55	HMU50-2/5B	71,2	186	2900	5	33,6	2,27	50
6	10,59	179,55	HMU50-1/5B	70,5	181	2900	5	27,2	2,21	50

A partir du tableau V.2, on déduit que la variante de trois (03) 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 de trois (03) en plus d'une (01) pompe de secours. Ces quatre (04) pompes sont identiques de type **PM80 /5C**.

V.10.2. Refoulement : Station de reprise- Réservoir d'alimentation

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 (l/s)	HMT appelée (m)	Type de pompe	η (%)	HMT (m)	Vitesse tr/min	Nbre d'étage	Pabs (Kw)	(NPSH) _r (m)	\varnothing roue (mm)
1	63,54	192,75	PM125/3E	75,5	193	2900	3	164	5,12	125
2	31,77	192,75	PM100/3B	77,2	197	2900	3	80,5	3,54	100
3	21,18	192,75	PM80 /5C	74,6	191	2900	5	53,5	3,12	80
4	15,88	192,75	PM80/5A	70,2	199	2900	5	44,7	3,05	65
5	12,77	192,75	HMU50-2/6C	71,3	201	2900	6	36,7	2,27	50
6	10,59	192,75	HMU50-1/5A	70,8	202	2900	5	30,6	2,28	50

A partir du tableau V.3., on déduit que la variante de deux (02) pompes est la meilleure du point de vue rendement, puissance absorbée et nombre de pompes en parallèle.

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 **PM100/3B**.

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- Station de reprise

Caractéristiques du moteur

- Fréquence : 50Hz
- Tension nominale : 400V
- vitesse nominale : 2950tr/mim
- Nombre de pôles : 2
- Puissance nominal : 75Kw
- Courent nominal : -A
- Type de moteur : 3~

V.11.3.Refolement : Station de reprise- Réservoir d'alimentation

Caractéristiques du moteur

- Fréquence : 50Hz
- Tension nominale : 400V
- vitesse nominale : 2950tr/mim
- Nombre de pôles : 2
- Puissance nominal : 90Kw
- Courent nominal :-A

- Type de moteur : 3~

V.12.Courbes caractéristiques des pompes

Les courbes caractéristiques des pompes $[H-Q]$, $[P_{abs} - Q]$, $[\eta-Q]$, $[(NPSH)_r - Q]$. Sont retirées à partir de logiciel de CAPRARI et sont Représentées par la figure (V.1) pour la première station de pompage, la figure (V.2) pour la deuxième station.

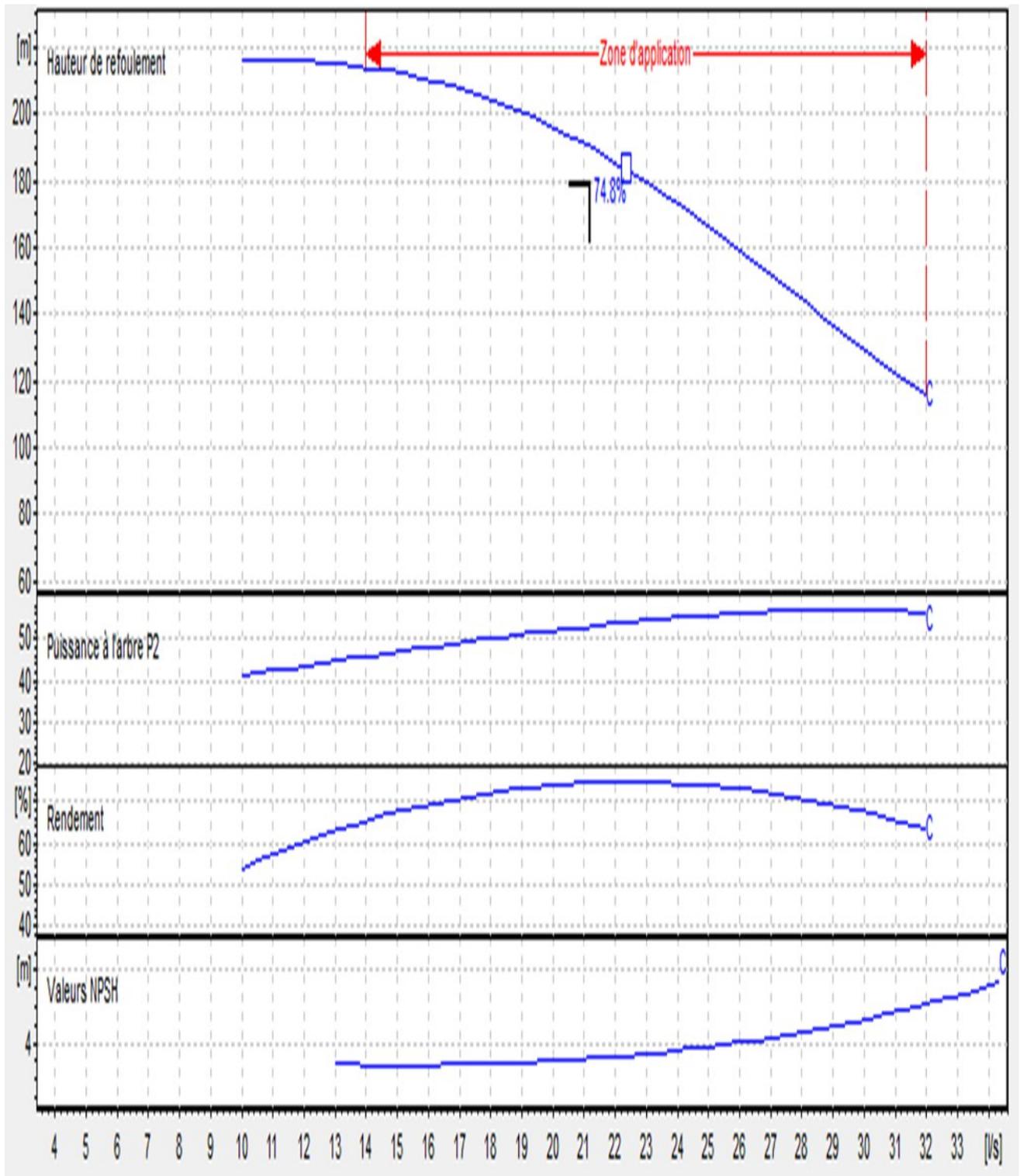


Figure V.1 : Les courbes caractéristiques de la pompe (SP1) de type **PM80 /5C**

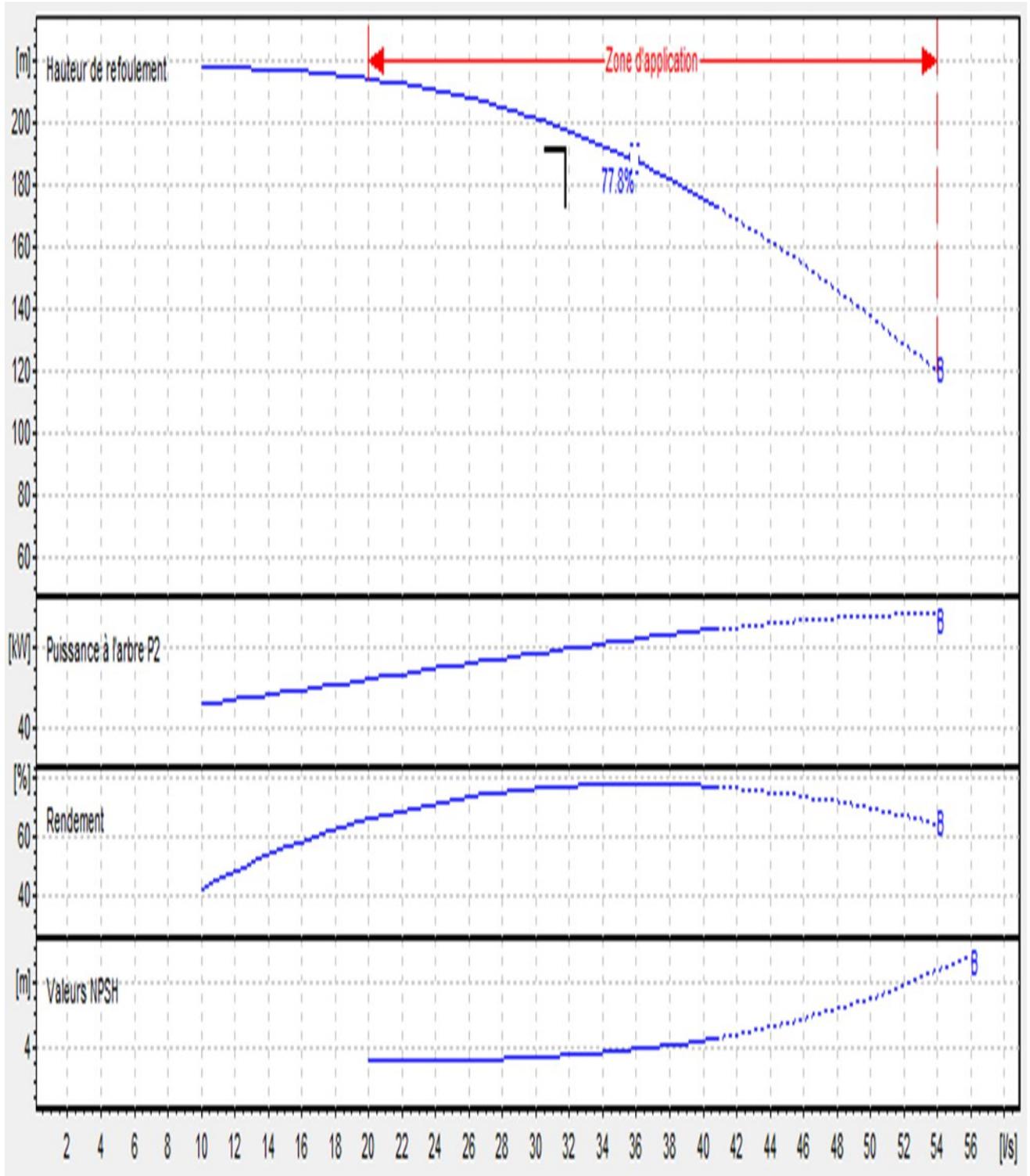


Figure V.2 : Les courbes caractéristiques de la pompe (SR1) de type PM100/3B.

V.13. 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.14. 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) ;

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

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

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

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

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

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

CHAPITRE V ETUDE DU POMPAGE

V.14.1. Refoulement : Station de pompage- Station de reprise

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

N°	Q	3Q	Hg	L _{ref}	D _{ec}	λ	ΔH_{lin}	ΔH_{tot}	Hc
	(m ³ /h)	(m ³ /h)					(m)	(m)	
1	0	0	174	2334	315	0.0108	0.00	0	174.000
2	10	30	174	2334	315	0.0108	0.17	0.190	174.190
3	20	60	174	2334	315	0.0108	0.69	0.761	174.761
4	30	90	174	2334	315	0.0108	1.56	1.712	175.712
5	40	120	174	2334	315	0.0108	2.77	3.043	177.043
6	50	150	174	2334	315	0.0108	4.32	4.754	178.754
7	60	180	174	2334	315	0.0108	6.22	6.846	180.846
8	70	210	174	2334	315	0.0108	8.47	9.318	183.318

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

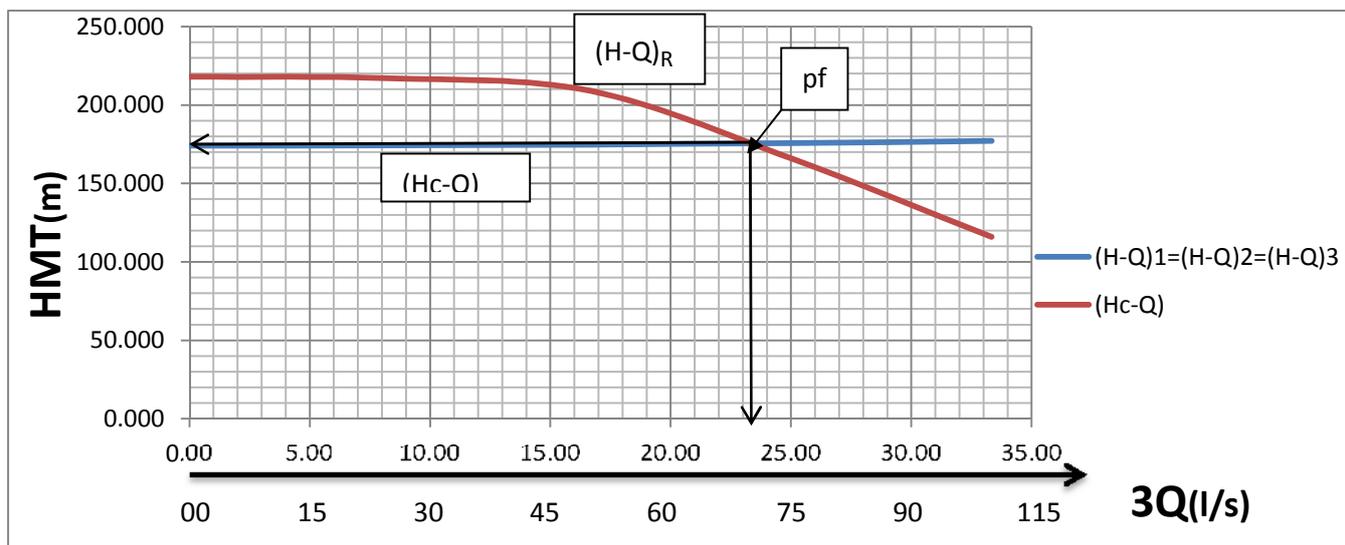


Figure N°V.3: Point de fonctionnement de la pompe (SP N° 1)

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

$$\begin{cases} Q_{Pf} = 250 \text{ m}^3 / \text{h} > Q_{app} = 228,74 \text{ m}^3 / \text{h} \\ H_{Pf} = 177 \text{ m} < H_{app} = 179,55 \text{ m} \end{cases}$$

Conclusion

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

CHAPITRE V ETUDE DU POMPAGE

V.14.2. Refoulement: Station de reprise- Réservoir d'alimentation

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

N°	Q	2Q	Hg	L _{ref}	D _{ec}	λ	ΔH_{lin}	ΔH_{tot}	Hc
	(m ³ /h)	(m ³ /h)	(m)	(m)	(mm)		(m)	(m)	(m)
1	0	0	187	2420	315	0.0108	0.00	0	187
2	10	30	187	2420	315	0.0108	0.08	0.088	187.088
3	20	60	187	2420	315	0.0108	0.32	0.351	187.351
4	30	90	187	2420	315	0.0108	0.72	0.789	187.789
5	40	120	187	2420	315	0.0108	1.27	1.402	188.402
6	50	150	187	2420	315	0.0108	1.99	2.191	189.191
7	60	180	187	2420	315	0.0108	2.87	3.155	190.155
8	70	210	187	2420	315	0.0108	3.90	4.294	191.294

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

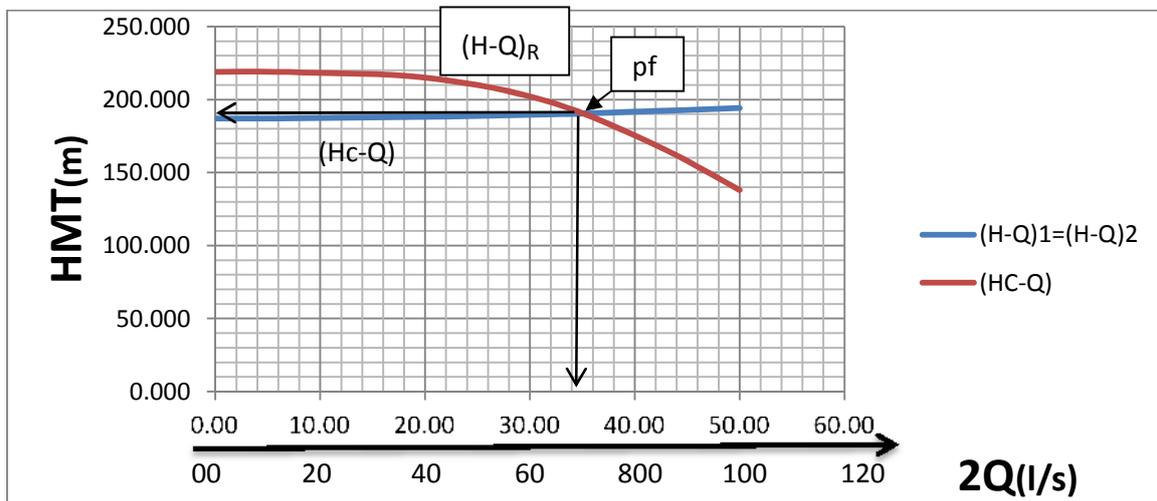


Figure N°V.4: Point de fonctionnement de la pompe (SR 1)

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

$$\begin{cases} Q_{Pf} = 231,12 \text{ m}^3 / \text{h} > Q_{app} = 228,74 \text{ m}^3 / \text{h} \\ H_{Pf} = 192 \text{ m} < H_{app} = 192,75 \text{ m} \end{cases}$$

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.15. 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.15.1. 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.15.1.1. 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.15.1.2. Réglage quantitatif : appelé aussi vannage, c'est la fermeture partielle du robinet vanne de refoulement.

Le rendement de l'installation après vannage est :

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

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

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

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

- h_v : différence entre la hauteur H' et la hauteur appelée ;

$$h_v = H' - H_{app} \quad (V.5)$$

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

V.15.1.3. Augmentation des pertes de charge dans les conduites de refoulement :

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

V.15.1.4. 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 :

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

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

V.15.1.6. 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

$$\frac{Q}{q} = \left[\frac{D}{d} \right]^2 \Rightarrow D = d \cdot \sqrt{\frac{q}{Q}} \tag{V.7}$$

Avec :

q : débit appelé par la pompe (m³/s)

Q : débit du point de fonctionnement (m³/s)

d : diamètre de la roue à rogner (mm)

D : diamètre de la roue après rognage (mm)

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Avec } \left[\frac{d}{D} \right]^2 = \frac{1}{m^2} \\ R \% = (1-m) \cdot 100 \end{array} \right.$$

Avec:

m : coefficient de rognage

R%<15 : c'est bon, si non, il faut opter pour une autre solution.

V.15.2. Débit disponible < Débit appelé

V.15.2.1. Qualitatif : augmentation de la vitesse de rotation de la pompe.

V.15.2.2. Changement de type de pompe

V.16. 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.

$$(NPSH)_d = (NPSH)_r + r \quad \text{(V.8)}$$

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

On prend : $r = 0,5$ m.

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

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

$$h_{adm}^{asp} = (NPSH)r + r - P_{at} + T_v + \sum h_p^{asp} + \frac{V_{asp}^2}{2g} \quad \text{(V.9)}$$

- 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.

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

Tableau V.6: 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.

$$\Delta h_{asp} = (1,10 - 1,15) * \Delta h_{asp}^{lin} \quad (V.10)$$

- 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), $V_{asp} = \frac{4 * Q}{\pi * D_a^2}$

- D_a : diamètre de la conduite d'aspiration,

$$D_a = (1,2 - 1,5) * DN_a \quad (V.11)$$

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

V.17. 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 : $\nabla_{axe} = \nabla_{min} - h_{asp}^{adm} + r \quad (V.12)$

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

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

1) Refoulement : Station de pompage- Station de reprise

- La charge nette d'aspiration requise : $(NPSH)_r = 3,2$ m
- La pression atmosphérique : $P_{at} = 10,33 - 0,00139 * 548 = 9,57$ m
- La tension de vapeur d'eau à une température $T^\circ = 20$ °C : $T_v = 0,24$ mce
- Le diamètre de la conduite d'aspiration : $D_a = (1,2 - 1,5) * DN_a$

Donc : $D_a = 1,5 * 100 \Rightarrow D_a = 150$ mm

☛ La vitesse d'aspiration : $V_a = \frac{4 * 76.247}{3,14 * 0,15^2 * 3600} \Rightarrow V_a = 1,2$ m/s (la vitesse n'est pas vérifiée)

$D_a < 250$ mm \longrightarrow $V_a = (0,7 \div 1)$ m/s) donc il faut augmenter le diamètre et on trouve pour $D_a = 180$ mm, $V_a = 0,83$ m/s, la vitesse est vérifiée.

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

$$\sum h_{asp}^{lin} = \frac{10 * L_{asp}}{1000} = \frac{10 * 20}{1000} = 0,2$$

- La perte de charge totale à l'aspiration : $\Delta h_{asp} = 1,1 * 0,2 \Rightarrow \Delta h_{asp} = 0,22$ m

☛ La hauteur d'aspiration admissible :

$$h_{adm}^{asp} = 3,2 + 0,5 + 0,24 + \frac{0,83^2}{2 * 9,81} - 9,57 + 0,22 \Rightarrow h_{asp}^{adm} = -5,33 \text{ m}$$

- changement de type d'installation.

-Installation en aspiration :

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

$$h_{adm}^{asp} = 9,57 - 0,5 - 0,24 - \frac{0,83^2}{2 * 9,81} - 3,2 - 0,22 = 5,33m$$

La côte de l'axe de la pompe : $\nabla_{axe} = 553 + 5,33 - 0,1 \Rightarrow \nabla_{axe} = 558,23NGA$

2) Refoulement: Station de reprise- Réservoir d'alimentation

- La charge nette d'aspiration requise : $(NPSH)_r = 3,54m$
- La pression atmosphérique : $P_{at} = 10,33 - 0,00139 * 717 = 9,33 \text{ m}$
- La tension de vapeur d'eau à une température $T^\circ = 20^\circ C$: $T_v = 0,24 \text{ mce}$
- Le diamètre de la conduite d'aspiration : $D_a = (1,2 - 1,5) * DN_a$

Donc : $D_a = 1,4 * 125 \Rightarrow D_a = 175mm$

☛ La vitesse d'aspiration : $V_a = \frac{4 * 114,37}{3,14 * 0,175^2 * 3600} \Rightarrow V_a = 1,32m/s$ (la vitesse n'est pas vérifiée)

$D_a < 250mm \longrightarrow V_a = (0,7 \div 1m/s)$ donc il faut augmenter le diamètre et on trouve pour $D_a = 200mm$, $V_a = 1m/s$, la vitesse est vérifiée.

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

$$\sum h_{asp}^{lin} = \frac{10 * L_{asp}}{1000} = \frac{10 * 20}{1000} = 0,2m$$

- La perte de charge totale à l'aspiration : $\Delta h_{asp} = 1,1 * 0,2 \Rightarrow \Delta h_{asp} = 0,22m$

☛ La hauteur d'aspiration admissible :

$$h_{adm}^{asp} = 3,54 + 0,5 + 0,24 + \frac{1^2}{2 * 9,81} - 9,33 + 0,22 \Rightarrow h_{asp}^{adm} = -4,78 \text{ m}$$

- changement de type d'installation.

-Installation en aspiration :

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

$$h_{adm}^{asp} = 9,33 - 0,5 - 0,24 - \frac{1^2}{2 * 9,81} - 3,54 - 0,22 = 4,78m$$

La côte de l'axe de la pompe : $\nabla_{axe} = 722 + 4,78 - 0,1 \Rightarrow \nabla_{axe} = 726,68NGA$

V.18. Équipements hydrauliques en amont et en aval de la pompe :

Suivant le schéma ci-dessous nous allons définir chaque accessoire

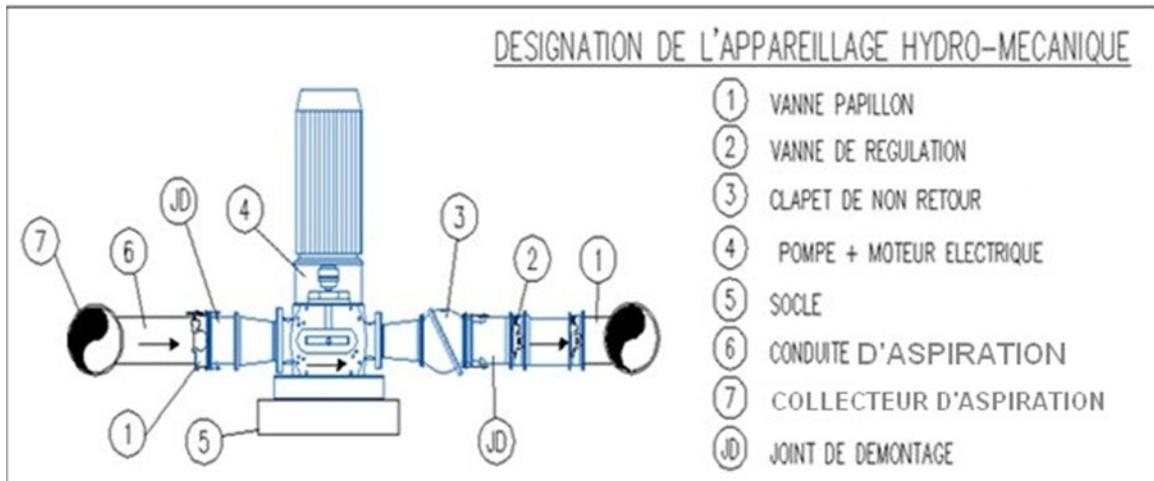


Figure V.5 : Équipements en amont et en aval de la pompe.

V.19. 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 :

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

➤ 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.20.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.21. Dimensions du bâtiment :

On a suivi les étapes suivantes

V.21.1. Bâtiment de Station de pompage

V.21.1.1. Longueur du bâtiment :

$$L_b = n_p \times l + l_{int} + l_{pf} + l_R + l_p \quad (V.13)$$

n_p : nombres de pompes, $n_p = 4$.

l : longueur de la pompe + moteur, $l = 1,94\text{m}$

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

l_{pf} : longueur de la plateforme, $l_{pf} = 4\text{m}$.

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 : $L_b = 4 \times 1,95 + 1 + 4 + 3 + 4 = 19,8\text{m}$.

Donc : La station de pompage aura une longueur de **19,8m**.

V.21.1.2. Largeur du bâtiment:

$$l_b = l_1 + l_2 + l_3 + l_4 + 2s. \quad (V.14)$$

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, $l_p = 1,61\text{m}$.

l_{asp} : longueur d'aspiration, $l_{asp} = 3\text{m}$.

l_{tr} : longueur de tubulaire de refoulement, $l_{tr} = 0,63\text{m}$.

l_c : longueur du convergent, $l_c = 1,26\text{m}$.

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

Donc : $l_b = 0.3 + 0.3 + 1.61 + 3 + 0.63 + 1.26 + 0.5 + 0.4 * 2 = 8$ m

Donc La station de pompage aura une largeur de **8 m**.

V.21.1.3. Hauteur du bâtiment:

$$H_b = h_5 + h_6 + h_7 + h_8 + h_9. \quad (\text{V.15})$$

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

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

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

$$h_p = 0.85 \text{ m.}$$

h_6 : hauteur réservée à l'homme, $h_6 = 2.2$ m.

h_7 : hauteur du chariot, $h_7 = 0.3$ m.

h_8 : hauteur profilée, $h_8 = 0.8$ m.

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

Donc : $H_b = 1.65 + 2.2 + 0.3 + 0.8 + 0.5 = 5.45$ m.

Donc : La station de pompage aura une hauteur de **5,5 m**.

V.21.1.4. Dimensions des portes

- ✓ porte principale : **3,2*3**
- ✓ porte secondaire : **2,5*1,6**

V.21.1.5. Dimensionnement des fenêtres

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

$$\sum S_f = 0,125 * 19,8 * 8 \Rightarrow \sum S_f = 19,8 \text{ m}^2$$

Le nombre de fenêtres sera :

$$n = \frac{\sum S_f}{S_f} \quad (\text{V.16})$$

n : nombre des fenêtres ;

Sf : surface d'une seule fenêtre, $S_f = (1,5 * 2,5)$;

$$A.N : n = \frac{19,8}{1,5 * 2,5} \Rightarrow n = 5 \text{ fenêtres}$$

V.21.2. Bâtiment de Station de Reprise

V.21.2.1. Longueur du bâtiment :

$$L_b = n_p \times l + l_{int} + l_{pf} + l_R + l_p$$

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

l : longueur de la pompe + moteur, $l = 2,12 \text{ m}$

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

l_{pf} : longueur de la plateforme, $l_{pf} = 4 \text{ m}$.

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 : $L_b = 3 \times 2,12 + 1 + 4 + 3 + 4 = 18,36 \text{ m}$.

Donc : La station de pompage aura une longueur de **18,5 m**.

V.21.2.2. 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, $l_p = 1,66 \text{ m}$.

l_{asp} : longueur d'aspiration, $l_{asp} = 3 \text{ m}$.

l_{tr} : longueur de tubulaire de refoulement, $l_{tr} = 0,63 \text{ m}$.

l_c : longueur du convergent, $l_c = 1,26 \text{ m}$.

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

Donc : $l_b = 0,27 + 0,3 + 2,12 + 3 + 0,63 + 0,9 + 0,4 + 0,4 * 2 = 7,82 \text{ m}$

Donc: La station de pompage aura une largeur de **8 m**.

V.21.2.3. Hauteur du bâtiment:

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

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

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

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

$$h_p = 0,86 \text{ m.}$$

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

h_7 : hauteur du chariot, $h_7 = 0.3 \text{ m}$.

h_8 : hauteur profilée, $h_8 = 0.8 \text{ m}$.

h_9 : hauteur de sécurité, $h_9 = 0.5 \text{ m}$.

$$\text{Donc : } H_b = 1,66 + 2.2 + 0.3 + 0.8 + 0.5 = 5,46 \text{ m.}$$

Donc: La station de pompage aura une hauteur de **5,5m**.

V.21.2.4. Dimensions des portes

- ✓ porte principale : **3,2*3**
- ✓ porte secondaire : **2,5*1,6**

V.21.2.5. 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.

$$\sum S_f = 0,125 * 18,5 * 8 \Rightarrow \sum S_f = 18,5 \text{ m}^2$$

Le nombre de fenêtres sera :

$$n = \frac{\sum S_f}{S_f}$$

n : nombre de fenetres ;

Sf : surface d'une seule fenêtre, Sf = (1,5 * 2,5) ;

$$\text{A.N : } n = \frac{18,5}{1,5 * 2,5} \Rightarrow n = 5 \text{ fen\^etres.}$$

Conclusion

On a opté pour des pompes centrifuges multicellulaires a axe horizontales type CAPRARI pour les deux stations de pompage .Ces pompes seront entraînées par des moteurs électriques asynchrones triphasés de même marque, afin d'assurer le bon fonctionnement des pompes tous tenant en compte l'effet de la cavitation, donc nous somme astreint de faire le calage et la bonne disposition des pompes.

D'après l'étude des stations de pompage, on a opté pour :

- La station de pompage équipée de trois (03) pompes principales, plus une seul pompe de secoure, ces pompes sont de marque CAPRARI de type : **PM80/5C**.
- La station de reprise équipée de deux (02) pompes principales, plus une seul pompe de secoure, ces pompes sont de marque CAPRARI de type : **PM100/3B**

CHPITRE VI PROTECTION CONTRE LE COUP DE BELIER

Introduction

Le but de ce chapitre est la Protection des conduites d'adduction (adduction mixte) contre le coup de bélier, et nous avons la définition de ce phénomène.

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

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

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

VI.1. Protection des conduites contre le coup de bélier [1],[5]

VI.1.1. Les causes du coup de bélier

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

- L'ouverture ou la fermeture des vannes dans les conduites en charge à écoulement gravitaire.
- La mise en marche ou l'arrêt des pompes dans les conduites en charge par refoulement.
- Le remplissage ou la vidange d'un système d'AEP.
- Modification de la vitesse d'une pompe.
- Variation d'un plan d'eau.

VI.1.2 Les Risques dus aux coups de bélier

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

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

VI.1.2.1.Cas de la surpression

C'est une conséquence du coup de bélier engendrée par une pression importante se produisant à la suite d'une fermeture instantanée ou rapide d'une vanne de sectionnement ou bien à la suite d'une dépression causée par l'arrêt brusque d'une pompe. Si la pression totale c'est-à-dire la pression en régime permanent majorée de la valeur de surpression due au coup de bélier dépasse la pression maximale admissible des tuyaux il y a risques de rupture de ces derniers et déboîtement des joints (les anneaux d'étanchéité seront délogés).

CHPITRE VI PROTECTION CONTRE LE COUP DE BELIER

VI.1.2.2.Cas de dépression

C'est une conséquence du coup de bélier engendrée par l'apparition d'une pression relative négative, à la suite d'un arrêt brusque d'une pompe ou d'une ouverture instantanée d'une vanne de sectionnement. Si cette pression devient inférieure à 10mce, il se produira une poche de cavitation. Si le profil en long de la canalisation est déformable la canalisation peut être aplatie par implosion et les joints aspirés. Le phénomène de cavitation, une fois apparu, peut provoquer la détérioration de la couche d'enduit intérieur du tuyau.

VI.1.2.3.Fatigue de la canalisation

En régime transitoire les alternances des surpressions et dépressions qui sont une conséquence inévitable du phénomène provoquent la fatigue du matériau de la canalisation même si leur amplitude est faible.

VI.2. Description des phénomènes physiques:

VI.2.1. État d'équilibre d'un système hydraulique :

Les phénomènes transitoires hydrauliques apparaissent lorsque l'équilibre des forces agissant sur un système est modifié. Quand un liquide est en mouvement dans une conduite et que ce mouvement ne varie pas dans le temps, il y a un état d'équilibre permanent. En fait, il y a équilibre entre l'énergie disponible (ou potentielle) et les énergies dues au mouvement (cinétique) et elles perdues par le frottement, ce qui définit un mouvement permanent. Cette vision est macroscopique car, à une échelle plus petite, on observe que les vitesses fluctuent constamment autour d'une valeur moyenne, c'est une manifestation de la turbulence.

VI.2.2. Onde élastique et oscillation en masse

Les variations de régime dans un système sous pression peuvent adopter deux comportements différents. Si le système est fermé, c'est-à-dire qu'il ne contient pas d'endroit où il est possible d'accumuler de l'eau en grande quantité, on observe une variation locale importante de la pression; c'est le coup de bélier par onde élastique. Dans le cas où l'eau peut être accumulée dans un réservoir ou une cheminée d'équilibre on parle plutôt d'oscillation en masse.

Dans notre projet on est dans le premier cas c'est-à-dire un système fermé, donc on est obligé de projeter un réservoir d'air pour la protection de la conduite de refoulement.

VI.2.3. Perturbation de l'équilibre, effet sur les pressions

Si on considère la conduite dans laquelle coule un liquide en régime permanent, le niveau de la pression est fort raisonnable, soit inférieur à celui de la pression

CHPITRE VI PROTECTION CONTRE LE COUP DE BELIER

hydrostatique dans des conditions d'écoulement nulles. Qu'advient-il lorsque, pour une raison ou une autre, il y a une modification temporelle de l'écoulement par accélération ou décélération, La réponse du physicien se base sur les principes de la mécanique newtonienne. Il y aura un transfert d'énergie entre les énergies potentielle et cinétique pour chercher à atteindre un nouvel équilibre en tenant compte des pertes et transgresser le principe de conservation de l'énergie.

Cette réponse, toute rigoureuse qu'elle soit, peut nous paraître bien aride et nous pouvons nous demander comment cela peut s'appliquer au simple cas de la masse d'eau qui circule en régime permanent dans une conduite et qui voit son mouvement modifié. Partant des principes que, dans un fluide, l'énergie potentielle se traduit par une énergie de pression et que, d'autre part, l'eau n'est pas absolument incompressible et que la conduite admet des déformations élastiques.

VI.3.Moyens de protection contre le coup de bélier :

Les appareils anti- bélier devront avoir pour effet :

- De limiter la dépression.
- De limiter la surpression.

Les appareils les plus utilisés sont les suivants :

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

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

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

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

CHPITRE VI PROTECTION CONTRE LE COUP DE BELIER

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

Remarque :

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

VI.4. Protection de la conduite gravitaire contre le coup de bélier

La protection de la conduite gravitaire contre le coup de bélier est basée sur la fermeture de ladernière vanne sur cette conduite.

Les ondes de surpression et de dépression sont caractérisées par une vitesse de propagation donnée par la formule d'ALLIEVI :

$$C = \frac{9900}{\sqrt{48,3 + k * \frac{D}{e}}} \quad (\text{VI.1})$$

C : célérité d'onde (m/s) ;

D : diamètre de la conduite (mm) ;

e : épaisseur de la conduite (mm) ;

k : Coefficient de compressibilité de l'eau ; $k = 2,07 \cdot 10^9$ à 20°C .

VI.5. Protection de la conduite de refoulement contre le coup de bélier

Il existe différents moyens de protection des installations contre le coup de bélier et dans ce projet, on propose comme moyen de protection des installations, le réservoir d'air.

Calcul des réservoirs d'air anti bélier

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 :

1) Méthode de PEUH et MEUNIER

2) 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.

CHPITRE VI PROTECTION CONTRE LE COUP DE BELIER

3) 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.

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):

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

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). ($e_m = 0,0352$ m pour $\varnothing = 315$ mm)

a : Rayon intérieur de la conduite (m)

ν_m : Coefficient de poisson du matériau de la conduite ; $\nu_m = 0,5$ (PEHD)

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

E_m : Le module de Young du matériau de la conduite; $E_m = 1,2 \cdot 10^9$ Pascal pour PEFHD

E_s : Module de Yong 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:

$$Z_{\max} = Z_0 + \frac{C \cdot V_0}{g}$$

$$\text{D'où : } \left. \begin{array}{l} \frac{Z_{\max}}{Z_0} \\ h_0 = \frac{V_0^2}{2 \cdot g} \Rightarrow \frac{h_0}{Z_0} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Abaque de VIBERT} \Rightarrow \frac{U_0}{LS}; \frac{Z_{\min}}{Z_0} \quad (\text{voir annexe 4})$$

$$U_0 \cdot Z_0 = U_{\max} \cdot Z_{\min} \Rightarrow U_{\max} = \frac{U_0}{\frac{Z_{\min}}{Z_0}} \quad \text{(VI.4)}$$

CHPITRE VI PROTECTION CONTRE LE COUP DE BELIER

U_{max} : volume du réservoir d'air anti béliier.

Les caractéristiques de l'adduction de refoulement sont représentées dans le tableau suivant:

Tableau VI.1: 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	PEHD	315	0,047	1,35	2334	174
SR	PEHD	315	0,047	1,35	2420	187

VI.5.1.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 VI.2: Calcul de célérité d'onde des différents tronçons de l'adduction de refoulement

Adduction	K (Pa)	P (Kg/m ³)	a	V_m	V_s	E_s (Pa)	E_m (Pa)	e_m (m)	C
	(x 10 ⁹)		(m)			(x 10 ⁸)	(x 10 ⁹)		(m/s)
SP-SR	2.1	1000	0.1398	0.5	0.33	2	1,2	0.035	547.61
SR-réservoir d'alimentation	2.1	1000	0.1398	0.5	0.33	2	1,2	0.035	547.61

VI.5.2.Calcul des capacités des différents réservoirs d'air anti béliier

Tableau VI.3: Calcul de volume des différents réservoirs d'air anti béliier 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	184	259.36	1.35	9.81	0.093	5.05	9		0.732	0.987	1.349
SP2	197	262.39	1.35	9.81	0.093	4,72	12	0.768	1.365	1.777	2

CHPITRE VI PROTECTION CONTRE LE COUP DE BELIER

VI.6. 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

À travers ce chapitre, nous avons cité les différents moyens de protection contre le phénomène du coup de bélier ainsi que les méthodes de calcul des réservoirs d'air, et nous avons déterminé les volumes de ces réservoirs d'air anti bélier, et on prévoit l'installation juste à la sortie de chaque station de pompage, les réservoirs d'air d'une capacité respectives.2000,et 2000 litres.

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.

VII.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,

VII.1.1. Causes des accidents de travail :

Les accidents de travail à des conditions dangereuses et actions dangereuses sont causés par deux facteurs :

VII.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.

VII.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.

VII.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.

VII.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.

VII.2. Mesures préventives pour éviter les causes des accidents

VII.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, gans, chaussures, lunette protectrice etc.)

VII.2.2. Protection collective

Le chef de chantier ou l'entrepreneur, en ce poste doit mettre en évidence les points suivants :

- Application stricte des règlements de sécurité.
- Affectation rugueuse du personnel aux commandes des points clés d'une installation moderne.

a) Engin de levage

La grue, pipe layer et autres engins par leurs précisions et possibilité de manutention variés, constituent la pose de travail ou la sécurité n'admet pas la moindre négligence, alors le technicien responsable à :

- Affecter du personnel compétent.
- Procéder aux vérifications périodiques des engins selon la notice du constructeur.
- Délimiter une zone de sécurité autour des engins de levage et en particulier à éviter tout stationnement sous une charge levée.

b) Appareillage électrique

Pour éviter les risques des appareils électriques, il faut absolument proscrire le bricolage, car une ligne ou une installation électrique ne doit pas être placée que par des électriciens qualifiés.

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.

VII.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

VII.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.

VII.5.Calcul des volumes des travaux de l'adduction

VII.5.1.Déblais d'excavation

Le volume des déblais est calculé en fonction des surfaces des coupes en travers
Sachant que :

$$V_{exc} = S * L_{exc} = (b * h) * L_{exc} \quad \text{(VII.1)}$$

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 ;

VII.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 :

$$H_{tr} = D + h + h_1 \quad \text{(VII.2)}$$

H_{tr} : profondeur de la tranchée (m).

D : diamètre de la conduite (m).

h : hauteur de la génératrice supérieure de la conduite à la surface du sol.

h_1 : épaisseur du lit de pose $h_1 = 0,15$ m.

VII.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.

$b = D + 0,6$ m.

b : largeur de la tranchée (m) et D : diamètre de la conduite (m).

Tableau VII.1: calcul du volume du lit de pose

D (mm)	L (m)	b (m)	H _{tr} (m)	V _D (m ³)
250	850	0,85	0,15	108,38
315	2334	0,915	0,15	320,34
315	2420	0,915	0,15	775,23
volume Total				1203,95

Tableau VII.2: calcul du volume à excaver

D (mm)	L (m)	b (m)	H _{tr} (m)	V _D (m ³)
250	850	0,85	1,35	975,38
315	2334	0,915	1,415	3021,89
315	2420	0,915	1,415	3133,23
volume Total				7130,52

VII.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 :

$$V_r = V_{exc} - V_s - V_c \quad \text{(VII.5)}$$

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.

Tableau VII.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)
250	850	0.049	41.70	108.38	975.38	825.30
315	2334	0.078	181.80	320.34	3203.42	2519.75
315	2420	0.078	188.50	332.15	3321.45	2612.59
Volume Total						5957.64

Tableau VII.4. : Frais totaldes travaux d'adduction

Travaux	Quantité(m3)	prix unitaire(DA)	prix total (DA)
Déblai	7130.52	348	2481420.96
remblai	5957.64	400	2383056
lit de pose	1203.95	1000	1203950
volume Total			6068426.96

VII.6. Les dimensions des stations de pompage :

VII.6.1. Les dimensions de la première station de pompage :

- Longueur de la station : **L=19,8m**
- Largeur de la station : **B=8m**
- Hauteur de la station : **H=5,5m**

VII.6.2. Les dimensions de la première station de reprise :

- Longueur de la station : **L=18,5m**
- Largeur de la station : **B=8m**
- Hauteur de la station : **H=5,5m**

- Poteaux : $b \times b = 0.40 \times 0.40$

- Poutres : $b \times b = 0.40 \times 0.50$

VIII.7. Calculs et résultats

VIII.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.

VIII.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 18 fouilles donc : $V_{st} = 60,75 \text{ m}^3$

VIII.7.1.2. Détermination du volume de décapage:

$$V_{dec} = S_{dec} \times h_{dec} \text{ et } S_{dec} = L' \times B'$$

Avec: $L' = L + 0.55 + 0.55 = 19,8 + 0.55 + 0.55 = 20,9 \text{ m} \Rightarrow L' = 20,9 \text{ m}.$

$$B' = B + 0.55 + 0.55 = 8 + 0.55 + 0.55 = 9,1 \text{ m} \Rightarrow B' = 9,1 \text{ m}.$$

D'où: $S_{dec} = 9,1 \times 20,9 = 190,19 \text{ m}^2 \Rightarrow S_{dec} = 190,19 \text{ m}^2$

On aura alors: $V_{dec} = S_{dec} \times h_{dec} = 190,19 \times 0,1 = 19,02 \text{ m}^3 \Rightarrow V_{dec} = 19,02 \text{ m}^3$

VIII.7.1.3 .Détermination du volume du béton de propreté :

Volume du béton de propreté des semelles (épaisseur de notre béton de propreté = 10cm)

$$V_{bp} = (1.5) \times (1.5) \times (0.1) \times 18 = 4,05m^3 \quad \Rightarrow V_{bp} = 4,05m^3 .$$

VIII.7.1.4. Volume du béton armé des semelles:

$$V_{bas} = (1.5) \times (1.5) \times (0,3) \times 18 = 12,15m^3 \quad \Rightarrow V_{bas} = 12,15m^3 .$$

VIII.7.1.5. volume du béton des demi-poteaux :

$$V_{dp} = (0.4) \times (0.4) \times (1.7) \times 18 = 4,9m^3 \quad \Rightarrow V_{dp} = 4.9m^3 .$$

VIII.4.1.6. volume du béton des poteaux :

$$V_P = (0.4) \times (0.4) \times 5,5 \times 18 = 15,84m^3 \quad \Rightarrow V_P = 15,84m^3 .$$

VIII.7.1.7. Volume du béton de la ceinture inférieure (longrines):

$$V_{cein-i} = ([0.4 \times 0.5 \times 19,8 \times 3] + [0,4 \times 0.5 \times 8 \times 6]) - (0.4 \times 0.4 \times 0.5 \times 18) = 20,04m^3$$

$$\Rightarrow V_{cein i} = 20,04m^3$$

VIII.7.1.8. Volume du béton de la ceinture supérieur:

$$V_{cein-s} = ([0.4 \times 0.5 \times 19,8 \times 3] + [0,4 \times 0.5 \times 8 \times 6]) - (0.4 \times 0.4 \times 0.5 \times 18) = 20,04m^3$$

$$\Rightarrow V_{cein sup} = 20,04m^3$$

VIII.7.1.9. Volume du béton de la chape inférieure:

$$V_{chinf} = (3,48 \times 3,4 \times 10) \times 0.07 = 8,3m^3 \Rightarrow V_{chinf} = 8,3m^3 .$$

VIII.7.1.10. Volume du béton de la chape supérieure :

$$V_{ch sup} = (19,8) \times (8) \times (0.07) = 11,09m^3 \quad \Rightarrow V_{ch sup} = 11,09m^3 .$$

VIII.7.1.11. détermination des maçonneries:

On détermine la surface de maçonneries:

$$S_m = [(8-0.4 \times 3 + 19,8-0.4 \times 6) \times 5,5] \times 2 = 266,2 m^2 \quad \Rightarrow S_m = 266,2m^2 .$$

$$S_{PT} = (3,4 \times 3,48 \times 10) = 118,32m^2 \Rightarrow S_{PT} = 118,32 m^2 .$$

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

$$N_p = \frac{S_{mi}}{S_p} = \frac{118,32}{0,08} = 1479 \Rightarrow N_p = \mathbf{1479 \text{ parpaings}}$$

$$S_b = 30 \cdot 20 = 600 \text{ cm}^2 = 0,06 \text{ m}^2 \text{ et On a } S_m = 266,2 \text{ m}^2$$

Surface de brique de 30-20-15 et 30-20-10:

$$N_b = \frac{S_m}{S_b} = \frac{266,2}{0,06} * 2 = 8874 \Rightarrow N_b = \mathbf{8874 \text{ briques}}$$

VIII.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:

$$V_{rf} = 18 \times [(1,5 \times 1,5 \times 1,1) - (1,1 \times 0,4 \times 0,4)] = 41,38 \text{ m}^3 \Rightarrow V_{rf} = \mathbf{41,38 \text{ m}^3}$$

➤ Volume des Remblais des cases :

$$V_{cas} = (19,8 \times 8) - (20,04 + 8,2) = 130,16 \text{ m}^3 \Rightarrow V_{cas} = \mathbf{130,16 \text{ m}^3}.$$

Tableau VII.5.: 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	19.02	142	2700.84
2	Déblai	m ³	60.75	348	21141
3	Remblai	m ³	171.54	400	68616
4	Béton de propreté	m ³	4.05	656	2656.8
5	Béton armé	m ³	92.36	32000	2955520
6	Murs en briques de 30-20-10	Unité	4437	23	102051
7	Murs en briques de 30-20-15	Unité	4437	25	110925
8	Murs en parpaings de 40-15-10	Unité	1479	27	39933
Total					3303543.6

VIII.7.2. Station de reprise:

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.

VIII.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: $V_{sT} = 50,63 \text{ m}^3$

VIII.7.2.2. Détermination du volume de décapage:

$$V_{dec} = S_{dec} \times h_{dec} \text{ et } S_{dec} = L' \times B'$$

Avec: $L' = L + 0.55 + 0.55 = 18,5 + 0.55 + 0.55 = 19,6 \text{ m} \Rightarrow L' = 19,6 \text{ m}.$

$B' = B + 0.55 + 0.55 = 8 + 0.55 + 0.55 = 9,1 \text{ m} \Rightarrow B' = 9,1 \text{ m}.$

D'où: $S_{dec} = 9,1 \times 20,9 = 178,36 \text{ m}^2 \Rightarrow S_{dec} = 178,36 \text{ m}^2$

On aura alors: $V_{dec} = S_{dec} \times h_{dec} = 178,36 \times 0,1 = 17,84 \text{ m}^3 \Rightarrow V_{dec} = 17,84 \text{ m}^3$

VIII.7.2.3 .Détermination du volume du béton de propreté :

Le volume du béton de propreté des semelles est d'une épaisseur 10cm

$$V_{bp} = (1.5) \times (1.5) \times (0.1) \times 15 = 3,375m^3 \quad \Rightarrow V_{bp} = 3,38m^3.$$

VIII.7.2.4. Volume du béton armé des semelles:

$$V_{bas} = (1.5) \times (1.5) \times (0,3) \times 15 = 10,13m^3 \quad \Rightarrow V_{bas} = 10,13m^3.$$

VIII.7.2.5. volume du béton des demi-poteaux :

$$V_{dp} = (0.4) \times (0.4) \times (1.7) \times 15 = 4,08m^3 \quad \Rightarrow V_{dp} = 4.08m^3.$$

VIII.7.2.6. volume du béton des poteaux :

$$V_p = (0.4) \times (0.4) \times 5,5 \times 15 = 13,2m^3 \quad \Rightarrow V_p = 13,2m^3.$$

VIII.7.2.7. Volume du béton de la ceinture inférieure (longrines):

$$V_{cein-i} = ([0.4 \times 0.5 \times 18,5 \times 3] + [0,4 \times 0.5 \times 8 \times 5]) - (0.4 \times 0.4 \times 0.5 \times 15) = 17,9m^3$$
$$\Rightarrow V_{cein i} = 17,9m^3$$

VIII.7.2.8. Volume du béton de la ceinture supérieur:

$$V_{cein-s} = ([0.4 \times 0.5 \times 18,5 \times 3] + [0,4 \times 0.5 \times 8 \times 5]) - (0.4 \times 0.4 \times 0.5 \times 15) = 17,9m^3$$
$$\Rightarrow V_{cein sup} = 17,9m^3$$

VIII.7.2.9. Volume du béton de la chape inférieure:

$$V_{chinf} = (4,125 \times 3,4 \times 8) \times 0.07 = 7,86m^3 \Rightarrow V_{chinf} = 7,86m^3.$$

VIII.7.2.10. Volume du béton de la chape supérieure :

$$V_{ch sup} = (18,5) \times (8) \times (0.07) = 10,36m^3 \quad \Rightarrow V_{ch sup} = 10,36m^3.$$

VIII.7.2.11. détermination des maçonneries:

On détermine la surface de maçonneries:

$$S_m = [(8 - 0.4 \times 3 + 18,5 - 0.4 \times 5) \times 5,5] \times 2 = 208,1m^2 \quad \Rightarrow S_m = 208,1m^2.$$

$$S_{PT} = (3,4 \times 4,125 \times 8) = 112,2m^2 \Rightarrow S_{PT} = 112,2m^2.$$

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

$$N_p = \frac{S_{mi}}{S_p} = \frac{112,2}{0,08} = 1403 \Rightarrow N_p = \mathbf{1403 \text{ parpaings}}$$

La surface d'un seul parpaing est :

$$S_b = 30 \cdot 20 = 600 \text{ cm}^2 = 0,06 \text{ m}^2 \text{ et On a } S_m = 208,1 \text{ m}^2$$

Surface de brique de 30-20-15 et 30-20-10:

$$N_b = \frac{S_m}{S_b} = \frac{208,1}{0,06} * 2 = 6937 \Rightarrow N_b = \mathbf{6937 \text{ briques}}$$

VII.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:

$$V_{rf} = 15 \times [(1,5 \times 1,5 \times 1,1) - (1,1 \times 0,4 \times 0,4)] = 34,39 \text{ m}^3 \Rightarrow V_{rf} = \mathbf{34,39 \text{ m}^3}$$

➤ Volume des Remblais des cases :

$$V_{cas} = (18,5 \times 8) - (17,9 + 7,86) = 122,24 \text{ m}^3 \Rightarrow V_{cas} = \mathbf{122,24 \text{ m}^3}$$

Tableau VII.6: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	17.84	142	2533.28
2	Déblai	m ³	50.63	348	17619.24
3	Remblai	m ³	156.63	400	62652
4	Béton de propreté	m ³	3.38	656	2217.28
5	Béton armé	m ³	81.43	32000	2605760
6	Murs en briques de 30-20-10	Unité	3469	23	79787
7	Murs en briques de 30-20-15	Unité	3469	25	86725
8	Mursenparpaingsde40-15-10	Unité	1403	27	37881
Total					2895174.8

VII.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 VII.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 VII.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 VII.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 VII.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 VII.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 VII.6 : Chargeur

VII.9. Détermination du coût total des travaux:

- Coût des stations de pompage: **6198718,4 DA**
- Coût de la pose des conduites : **6068426,96 DA**

D'où le devis total des conduites et leurs accessoires et les stations de pompage sera :

$$D_{\text{total}} = 56800635.53 + 13562334,17$$

Donc le cout total du projet est :

$C_{\text{total}} = 82.630.115,06 \text{ DA}$

VII.10. Planification des travaux :

La planification consiste à chercher la meilleure façon d'utiliser avec économie sur la main d'œuvre et les autres moyens de mise en œuvre pour assurer l'efficacité de l'action à entreprendre, elle consiste en :

- Installation des postes de travail ;
- Observations instantanées ;
- Analyse des tâches ;
- Le chronométrage ;
- Définition des objectifs et des attributions ;
- Simplification des méthodes ;

L'objectif de la planification est de s'assurer que tout le travail sera fait :

- Dans un ordre correct (bonne succession des opérations du réseau) ;
- Sans retard ;
- Aussi économique que possible.

VII.10.1. Construction du réseau :

Pour construire un réseau il convient d'effectuer les six opérations suivantes :

- Etablissement d'une liste des tâches
- Détermination des tâches antérieures
- Construction des graphes partiels
- Regroupement des graphes partiels-Détermination des tâches de début de l'ouvrage et de fin de l'ouvrage

- Construction finale

VII.10.2. Planification de La pose des conduites :

Les taches de planification sont dans le tableau suivant:

Tableau VII.7: Les taches de planification de La pose des conduites

Taches	Durée
Décapage de la terre végétale - DEC	3 semaines
Excavation de la tranchée - EXC	10 semaines
Préparation de lit de sable – LS	4 semaines
pose des conduites – PC	6 semaines
Remblais des tranches - RB	5 semaines
Compactage des tranches des conduites –C	2 semaines

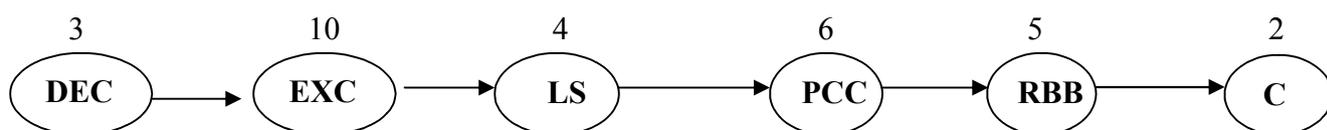


Figure VII.7 Réseau à nœuds pour la pose des conduites

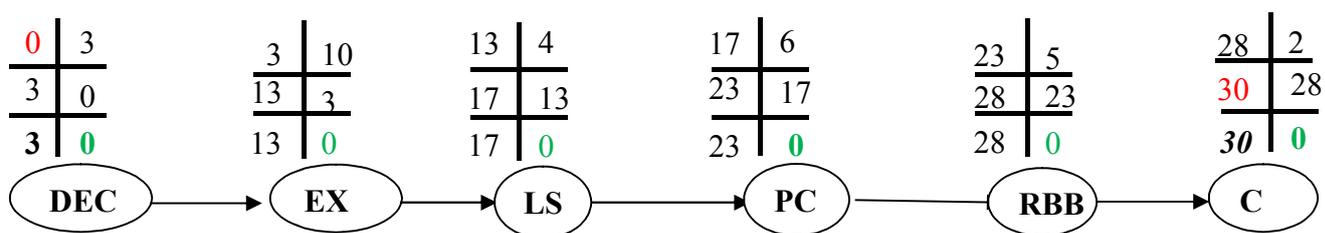


Figure VII.8. calcul le temps de la pose des conduites

Le temps de la pose des conduites est donc: **T = 30 semaines**

Conclusion

Grâce à une bonne organisation du chantier on arrivera à achever les travaux dans les meilleures conditions et dans les plus brefs délais avec la meilleure sécurité, ceci en choisissant les engins convenables aux différentes opérations de réalisation et en les planifiant de façon adéquate. Enfin nous estimons une durée de projet de 30 semaines et un cout total de 82630115,06 DA pour la pose des conduites.

Conclusion générale

L'étude de l'adduction des eaux potables à partir du piquage situé sur la conduite de transfert du barrage Ghrib permet de satisfaire les besoins en eau de la commune de si Mahdjoub.

D'après notre travail, cette adduction est composée de deux stations de pompage. La première équipée de trois pompes principales identiques de type **PM 80/5C** en plus une de secours, la seconde équipée de deux pompes principales identiques de type **PM 100/3B** en plus une de secours.

Le tronçon de la conduite reliant la première station au deuxième est de 2334 m de longueur et 315 mm de diamètre, celui-ci assure le refoulement de la seconde station vers le réservoir de stockage sur une longueur de 2420 m et de 315 mm de diamètre.

La conduite gravitaire transférant l'eau à partir du piquage est de 850 m de longueur et de 250 mm de diamètre.

Pour toute l'adduction nous avons opté pour le PEHD comme matériau et nous avons tenu compte de l'aspect technico-économique pour tous les calculs.

La réalisation de différentes adductions est estimée d'une période de 30 semaines dans les meilleures conditions de sécurité.

En fin nous estimons que notre étude peut servir de guide technique pour les entreprises de réalisation du projet que nous avons présenté.

Nous recommandons aux services veillant sur l'approvisionnement en eau potable une meilleure exploitation et gestion de ce projet avec un control et une maintenance continue des différents ouvrages jusqu'à l'horizon 2035.

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.

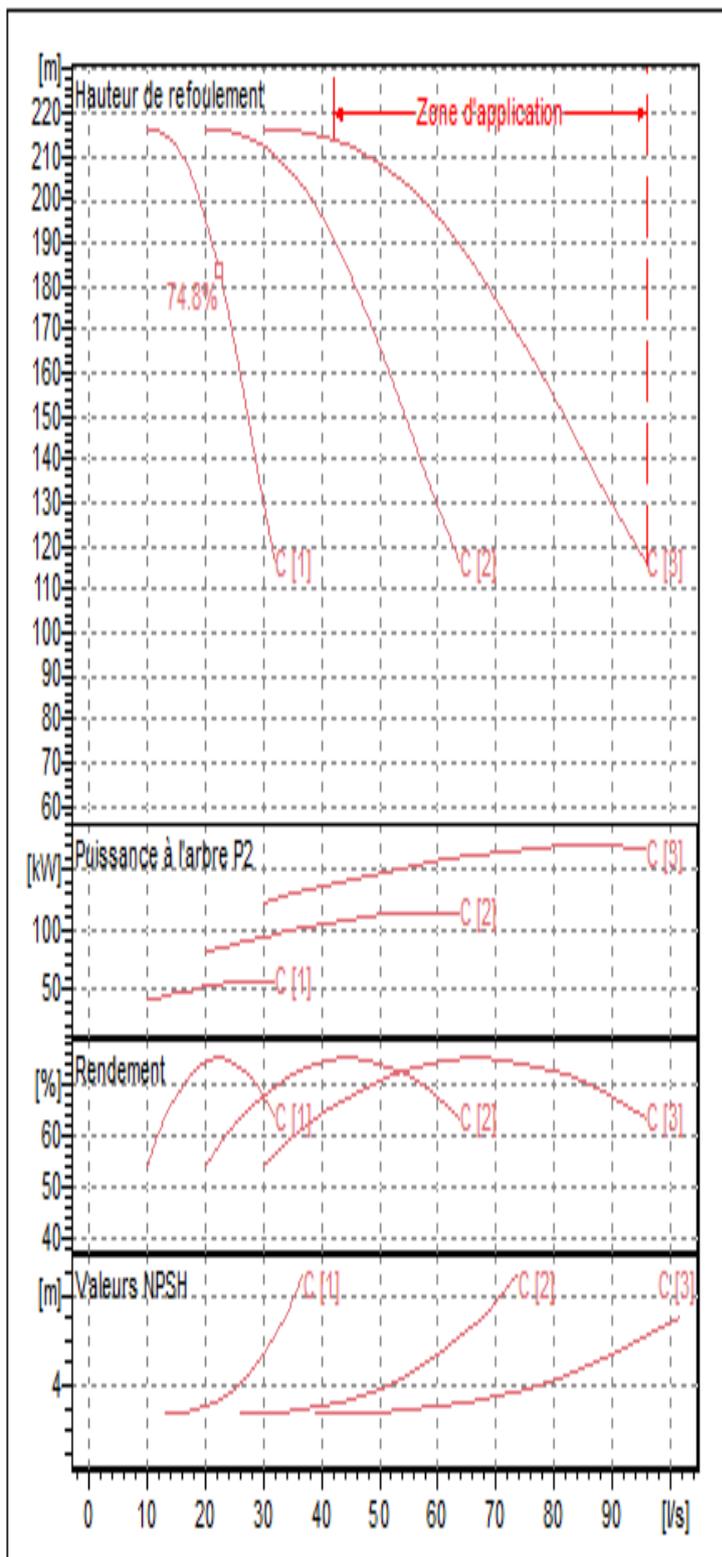
Catalogue

- [7] **CAPRARI** : pompes multicellulaires à haute pression.

HEURES	NOMBRE D'HABITANTS				
	Moins de 10000	10 001 à 50 000	50001 à 100000	Plus de 100000	Agglomération de type rurale
0-1	01	1.5	03	3.35	0.75
1-2	01	1.5	3.2	3.25	0.75
2-3	01	1.5	2.5	3.3	01
3-4	01	1.5	2.6	3.2	01
4-5	02	2.5	3.5	3.25	03
5-6	03	3.5	4.1	3.4	5.5
6-7	05	4.5	4.5	3.85	5.5
7-8	6.5	5.5	4.9	4.45	5.5
8-9	6.5	6.25	4.9	5.2	3.5
9-10	5.5	6.25	4.6	5.05	3.5
10-11	4.5	6.25	4.8	4.85	06
11-12	5.5	6.25	4.7	4.6	8.5
12-13	07	05	4.4	4.6	8.5
13-14	07	05	4.1	4.55	06
14-15	5.5	5.5	4.2	4.75	05
15-16	4.5	06	4.4	4.7	05
16-17	05	06	4.3	4.65	3.5
17-18	6.5	5.5	4.1	4.35	3.5
18-19	6.5	05	4.5	4.4	06
19-20	5.0	4.5	4.5	4.3	06
20-21	4.5	04	4.5	4.3	06
21-22	03	03	4.8	3.75	03
22-23	02	02	4.6	3.75	02
23-24	01	1.5	3.3	3.7	01

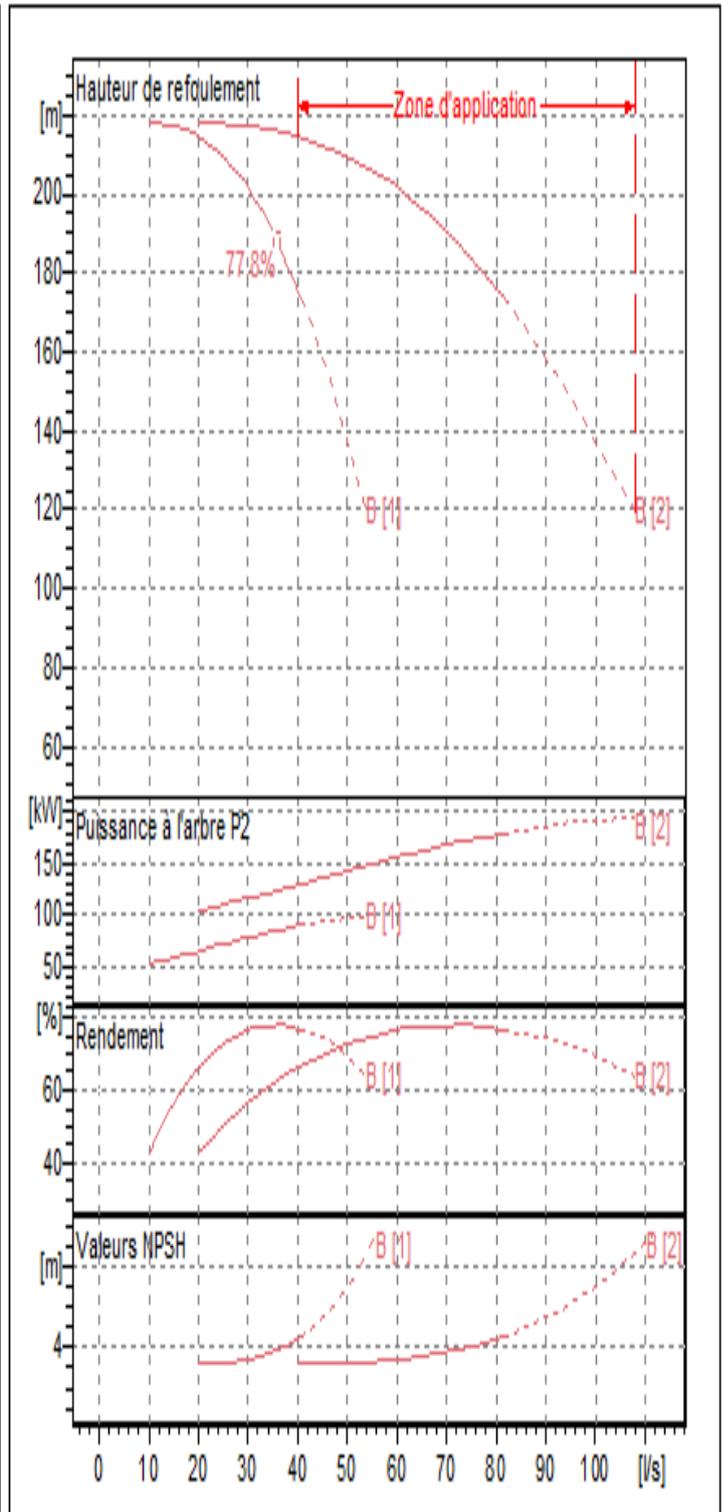
ANNEX.1: Répartition des débits horaires en fonction du nombre d'habitants

PM 80/ 5 C	
Caractéristiques requises	
Débit	63.5 l/s
Hauteur de refoulement	180 m
Fluide	Eau potable
Température	290 K
Type d'installation	Pompes identiques en parallèle
N.be de pompes	3
Caractéristiques de la pompe	
Débit	21.7 l/s
Hauteur de refoulement	187 m
Puissance absorbée	53.6 kW
Rendement	74.8%
Hauteur manométrique H(Q=0)	224 m
Orif. de refoulement	80 mm
Caractéristiques moteur	
Fréquence	50 Hz
Tension nominale	400 V
Vitesse nominale	2950 1/min
Nombre de pôles	2
Puissance nominale P2	75 kW
Courant nominal	- A
Type de moteur	3~
Classe d'isolation	F
Degré de protection	IP 55



ANNEX.2: Les courbes caractéristiques de la pompe (SP1) de type **PM80 /5C**

PM 100/ 3 B	
Caractéristiques requises	
Débit	63.5 l/s
Hauteur de refoulement	193 m
Fluide	Eau potable
Température	290 K
Type d'installation	Pompes identiques en parallèle
N.be de pompes	2
Caractéristiques de la pompe	
Débit	32.2 l/s
Hauteur de refoulement	197 m
Puissance absorbée	80.5 kW
Rendement	77.2%
Hauteur manométrique H(Q=0)	219 m
Orif. de refoulement	100 mm
Caractéristiques moteur	
Fréquence	50 Hz
Tension nominale	400 V
Vitesse nominale	2950 1/min
Nombre de pôles	2
Puissance nominale P2	90 kW
Courant nominal	- A
Type de moteur	3~
Classe d'isolation	F
Degré de protection	IP 55



ANNEX.3. : Les courbes caractéristiques de la pompe (SR1) de type PM100/3B.

ABAQUE

DE M. VIBERT

POUR LE CALCUL SIMPLIFIÉ
DES RÉSERVOIRS D'AIR

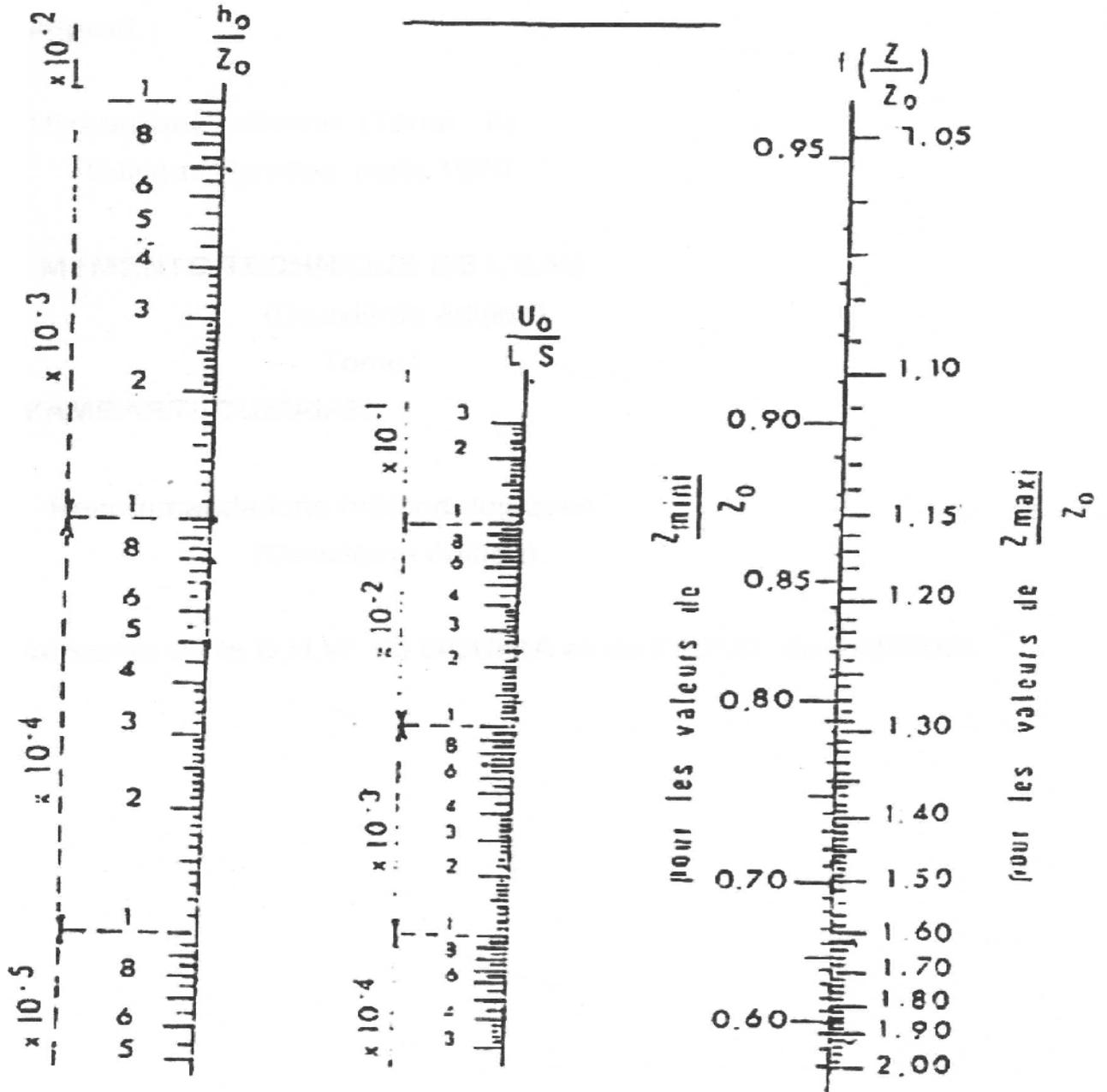


PLANCHE XXVII

ANNEX.4 : Abaque de VIBERT