

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 de l'adduction de Tadjenanet et de Chalhoun el Aid a partir du barrage de Beni Haroun.

The paper document Shelf mark (الشفرة) : 1-0001-13

APA Citation ( APA توثيق ):

Allaiouia, Hakim (2013). Etude de l'adduction de Tadjenanet et de Chalhoun el Aid a partir du barrage de Beni Haroun[Mem Ing, ENSH].

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

Digital Repository of ENSH aims to limit scientific production, whether published or unpublished (theses, pedagogical publications, periodical articles, books...)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

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

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

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

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

كل الحقوق محفوظة للمدرسة الوطنية العليا للري.

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE-ARBAOUI Abdellah-

DEPARTEMENT 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 DE L'ADDUCTION DE TADJENANET ET DE  
CHALGHOUM EL AID A PARTIR DU BARRAGE DE BENI  
HAROUN**

**Présenté par :**

**M<sup>r</sup> ALLAIOUIA HAKIM**

**DEVANT LES MEMBRES DU JURY**

**M<sup>r</sup> B. SALAH**

**M<sup>r</sup> M.S BENHAFID**

**M<sup>me</sup> W.MOKRANE**

**M<sup>r</sup> A.HACHEMI**

**M<sup>r</sup> M.BOUZIANE**

**M<sup>r</sup> B.CHERIF**

**Professeur**

**M A.A**

**M A.A**

**M A.A**

**M A.B**

**M.A.B**

**Président**

**Examineur**

**Examinatrice**

**Examineur**

**Examineur**

**Promoteur**

Septembre 2012

# Dédicace

*Je dédie ce modeste travail à tous ceux que j'aime mais surtout :*

*À mes parents qui ont toujours été les étoiles de mon ciel et ont illuminé mon Chemin depuis ma naissance, je ne les remercierai jamais assez (maman et papa que Dieu me les garde) ;*

*À mes sœurs KHADIDJA, SAFIA, NABILA ET IKRAM.*

*À mes amis : EL HASSEN, BRAHIM, ABD EL HAFIDH, HAMZA, MOUSSA, , MAFTEH,*

*À toute ma promotion 2012 sans exception ;*

*À tout les enseignants de l'ENSH qui m'ont accompagné durant mes études ;*

*À toute personne utilisant ce document pour un bon usage.*



*A.HAKIM*

## REMERCIEMENTS

*Je remercie Dieu le tout puissant, pour m'avoir donné la santé, le courage et la volonté d'étudier et pour m'avoir permis de réaliser ce modeste travail dans les meilleures conditions.*

*J'aimerais exprimer ma gratitude pour la patience, le soutien et l'aide qu'a pu m'apporter mon promoteur Mr: BACHIR CHERIF MUSTAPHA. Ainsi que son disponibilité tout le long de l'élaboration de ce travail.*

*Nous tenons à exprimer notre gratitude envers tous ceux qui ont de diverses façons contribué à l'élaboration de ce présent mémoire.*

*A Les membres de la bibliothèque de l'E.N.S.H, pour leurs précieuses aides.*

*A tout le corps enseignant et personnel de L'ENSH qui ont contribué de près ou de loin à mon formation.*

*A tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce travail.*

*ALLAIOUIA HAKIM*



# SOMMAIRE

## Introduction générale

### Chapitre I: Présentation de la zone d'étude.

Introduction.....	1
I.1.Situation géographique.....	1
I.2.Situation climatique.....	2
I.3.Situation hydraulique .....	3
I.4.Population.....	4
I.5.Equipements.....	4
Conclusion .....	5

### Chapitre II: Estimation des besoins en eau.

Introduction.....	6
II.1.Evolution de la population à l'horizon d'étude.....	6
II.2.Estimation des besoins en eau potable.....	6
II.3.Variations de consommation maximale et minimale journalière .....	9
II.4.Variation des débits horaires .....	10
Conclusion .....	14

### Chapitre III: Les réservoirs.

Introduction.....	15
III.1.Choix d'emplacement des réservoirs et leurs rôles .....	15
III.2.Emplacement des réservoirs .....	15
III.3.Classification des réservoirs .....	15

III.4.Equipements du réservoir .....	16
III.5.Traversée des conduites dans les parois du réservoir.....	18
III.6.Calcul de la capacité des réservoirs.....	20
III.7.Dimensionnement de la Bâche de reprise de station de pompage .....	24
Conclusion.....	27

#### **Chapitre IV: Etude d'adduction.**

Introduction.....	28
IV.1.Description du réseau de l'adduction .....	28
IV.2.Choix du tracé de l'adduction.....	28
IV.3.Types d'adduction.....	29
IV.4.Choix des matériaux de canalisation.....	29
IV.5. Dimensionnement de l'adduction.....	30
IV.6.Etude technico-économique de l'adduction .....	36
IV.7.Détermination des diamètres économiques de la conduite de refoulement.....	40
IV.8.Pose de canalisation et accessoires dans l'adduction .....	45
IV.9.Accessoires.....	46
Conclusion .....	50

#### **Chapitre V: Etude du pompage.**

Introduction.....	51
V.1.Définition.....	51
V.2.Couplage des pompes .....	51
V.3.Critère de l'emplacement de la station de pompage .....	51
V.4.Choix du type de pompe .....	52
V.5.Courbes caractéristiques des pompes.....	55
V.6.Point de fonctionnement d'une pompe.....	60
V.7.Régulation du débit.....	63
V.8.Etude de la cavitation .....	68

V.9.Choix du moteur électrique .....	72
V.10.Bâtiment de la station de pompage.....	74
V.11.Phénomène de coup de bélier dans les conduites de refoulement.....	77
Conclusion.....	85

### **Chapitre VI: Organisation de chantier.**

Introduction.....	86
VI.1.Quelques règles et conditions avant la réalisation des travaux .....	86
VI.2.Les actions à prendre en compte .....	86
VI.3.Différents travaux à entreprendre.....	87
VI.4.Calcul des volumes des travaux de l'adduction .....	88
VI.5.Planification .....	91
VI.6.Choix des engins de terrassement.....	93
Conclusion.....	95

### **Conclusion générale**

## LISTE DES TABLEAUX

### Chapitre I: Présentation de la zone d'étude.

Tableau I.1: Vitesses moyennes des vents.....	2
Tableau I.2 : Ensoleillement, nébulosité moyennes mensuelles.....	3
Tableau I.3: Humidité moyenne mensuelle.....	3
Tableau I.4 : L'évolution des populations par communes à différents horizons.....	4

### Chapitre II: Estimation des besoins en eau.

Tableau II.1 : Consommations journalières.....	6
Tableau II.2 : Besoins scolaire.....	7
Tableau II.3 : Besoins administratifs.....	7
Tableau II.4 : Besoins pour les centres de santé.....	8
Tableau II.5 : Besoins socioculturels.....	8
Tableau II.6 : Différentes consommations journalières.....	9
Tableau II.7 : Consommations maximale et minimale journalière pour chaque commune.....	10
Tableau II.8 : Variation du débit horaire pour la commune de Chalghoum El Aid.....	11
Tableau II.9 : Variation du débit horaire pour la commune de Tadjenanet.....	12

### Chapitre III: Les réservoirs

Tableau III.1 : Evaluation du volume résiduel du réservoir de Tadjenanet.....	23
Tableau III.2: Les dimensions des réservoirs.....	24

### Chapitre IV: Etude d'adduction

Tableau IV.1 : Coefficients $K'$ , $m$ , $\beta$ pour différents types du tuyau.....	31
Tableau IV.2 : Les altitudes des différents points de l'adduction .....	32
Tableau IV.3 : La longueur de différents tronçons de l'adduction.....	32
Tableau IV.4 : Diamètres calculés des tronçons piquage1-piquage2 et piquage2-bache1.....	33
Tableau IV.5 : Diamètre normalisé des tronçons piquage1-piquage2 et piquage2-bache1.....	34
Tableau IV.6 : Diamètre calculé pour le tronçon réservoir R1-bache2.....	34
Tableau IV.7: Diamètre calculé des tronçons chambre de répartition - bache2 et chambre de répartition-R2.....	34
Tableau IV.8 : Diamètre normalisé des différents tronçons d'adduction.....	35
Tableau IV.9 : Pressions pour différents points de l'adduction.....	36
Tableau IV.10 : Frais d'investissement de la conduite gravitaire.....	36
Tableau IV.11 : Caractéristiques de différents tronçons de l'adduction par refoulement.....	40
Tableau IV.12 : Calcul de la HMT du tronçon du SP 1 –Réservoir R1.....	40
Tableau IV.13 : Calcul des frais d'amortissement du SP1–Réservoir R1.....	41
Tableau IV.14 : Calcul des frais d'exploitation du SP 1 –Réservoir R1.....	41
Tableau IV.15: Bilan du tronçon SP 1 –Réservoir R1.....	41

<b>Tableau IV.16:</b> Calcul de la HMT du tronçon de la station de pompage Sp2-réservoir R3.....	43
<b>Tableau IV.17:</b> Calcul des frais d'amortissement du tronçon de la station de pompage Sp2-réservoir R3.....	43
<b>Tableau IV.18:</b> Calcul des frais d'exploitation du tronçon de la station de pompage Sp2-réservoir R3.....	43
<b>Tableau IV.19:</b> Bilan du tronçon de la station de pompage Sp2-réservoir R3.....	44

### **Chapitre V: Etude du pompage.**

<b>Tableau V.1:</b> Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre (Chalghoum El Aid).....	53
<b>Tableau V.2:</b> Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre (Tadjenanet).....	54
<b>Tableau V.3 :</b> Calcul de la courbe caractéristique de la conduite de refoulement SP 1 - Réservoir R1.....	60
<b>Tableau V.4 :</b> Calcul de la courbe caractéristique de la conduite de refoulement SP 2 - Réservoir R3.....	61
<b>Tableau V.5:</b> Variation de la tension de vapeur d'eau en fonction de la température.....	69
<b>Tableau V.6:</b> Coefficient de correction en fonction de la puissance.....	73
<b>Tableau V.7 :</b> Type et caractéristiques des moteurs de Chalghoum El Aid.....	73
<b>Tableau V.8:</b> Type et caractéristiques des moteurs de Tadjenanet.....	74
<b>Tableau V.9 :</b> Résumé des différentes types du bâtiment et leurs caractéristiques.....	74
<b>Tableau V.10:</b> Caractéristiques des différents tronçons de l'adduction de refoulement.....	83
<b>Tableau V.11:</b> Calcul de célérité d'onde des différents tronçons de l'adduction de refoulement.....	83
<b>Tableau V.12:</b> Calcul de volume des différents réservoirs d'air de l'adduction de refoulement.....	84

### **Chapitre VI: Organisation de chantier.**

<b>Tableau VI.1:</b> Calcul du volume du déblai de l'adduction.....	89
<b>Tableau VI.2:</b> Calcul du volume du lit de sable.....	89
<b>Tableau VI.3:</b> Calcul du volume des conduites.....	91
<b>Tableau VI.4:</b> Volumes des travaux de l'adduction.....	91
<b>Tableau VI.5:</b> Détermination de chemin critique.....	92

# LISTE DES FIGURES

## Chapitre I: Présentation de la zone d'étude.

<b>Figure I.1</b> : Situation administrative géographique de la wilaya de MILA.(ATLAS).....	2
---------------------------------------------------------------------------------------------	---

## Chapitre II: Estimation des besoins en eau.

<b>Figure II.1</b> : Consommation horaire de la commune de Chalghoum El Aid.....	13
----------------------------------------------------------------------------------	----

<b>Figure II.2</b> : Consommation horaire de la commune de Tadjenanet.....	13
----------------------------------------------------------------------------	----

## Chapitre III: Les réservoirs

<b>Figure III.1:</b> Arrivée par surverse (Chute libre).....	17
--------------------------------------------------------------	----

<b>Figure III.2:</b> Arrivée par surverse (Noyée).....	17
--------------------------------------------------------	----

<b>Figure III.3:</b> Arrivée par dessous (Par le fond).....	17
-------------------------------------------------------------	----

<b>Figure III.4:</b> Arrivée par dessous (Par le bas).....	17
------------------------------------------------------------	----

<b>Figure III.5</b> : Traversée par des manchons à bout lisse.....	18
--------------------------------------------------------------------	----

<b>Figure III.6</b> : Traversée des conduites (Gaine en fonte).....	19
---------------------------------------------------------------------	----

<b>Figure III.7</b> : Coupe transversale d'un réservoir de type semi-enterré.....	19
-----------------------------------------------------------------------------------	----

<b>Figure III.8</b> : Schéma explicatif pour l'emplacement du réservoir tampon.....	21
-------------------------------------------------------------------------------------	----

## Chapitre IV: Etude d'adduction.

<b>Figure IV.1:</b> Courbe de $F_{amort}$ et $F_{expl}$ et le bilan en fonction de diamètre (SP1-R1).....	42
-----------------------------------------------------------------------------------------------------------	----

<b>Figure IV.2:</b> Courbe de $F_{amort}$ et $F_{expl}$ et le bilan en fonction de diamètre (SP2-R3).....	44
-----------------------------------------------------------------------------------------------------------	----

<b>Figure IV.3:</b> Robinet vanne à opercule.....	47
---------------------------------------------------	----

<b>Figure IV.4:</b> Robinet vanne papillon.....	47
-------------------------------------------------	----

<b>Figure IV.5:</b> Venteuse simple.....	48
------------------------------------------	----

<b>Figure IV.6:</b> Ventouse à trois fonctions.....	48
-----------------------------------------------------	----

<b>Figure IV.7:</b> Manomètre.....	50
------------------------------------	----

## Chapitre V: Etude du pompage.

<b>Figure V.1</b> : Schéma de la pompe du projet (Station de pompage SP1).....	54
--------------------------------------------------------------------------------	----

<b>Figure V.2</b> : Schéma de la pompe du projet (Station de pompage SP2).....	55
--------------------------------------------------------------------------------	----

<b>Figure V.3-A</b> : Courbe caractéristique [H-Q] de la pompe (SP 1).....	56
----------------------------------------------------------------------------	----

<b>Figure V.4-A</b> : Courbe caractéristique [ $P_{abs} - Q$ ] de la pompe (SP 1).....	56
----------------------------------------------------------------------------------------	----

<b>Figure V.5-A</b> : Courbe caractéristique [ $y_p - Q$ ] de la pompe (SP 1).....	57
------------------------------------------------------------------------------------	----

<b>Figure V.6-A</b> : Courbe caractéristique $[(NPSH)_r - Q]$ de la pompe (SP 1).....	57
<b>Figure V.3-B</b> : Courbe caractéristique $[H-Q]$ de la pompe (SP 2).....	58
<b>Figure V.4-B</b> : Courbe caractéristique $[P_{abs} - Q]$ de la pompe (SP 2).....	58
<b>Figure V.5-B</b> : Courbe caractéristique $[y_p - Q]$ de la pompe (SP 2).....	59
<b>Figure V.6-B</b> : Courbe caractéristique $[(NPSH)_r - Q]$ de la pompe (SP 2).....	59
<b>Figure V.7</b> : Point de fonctionnement des pompes de SP1 ( $H_c$ pour $6Q$ ).....	62
<b>Figure V.8</b> : Point de fonctionnement des pompes de SP2 ( $H_c$ pour $3Q$ ).....	62
<b>Figure V.9</b> : Courbe caractéristiques de la <b>SP2</b> après le réglage par vannage.....	67
<b>Figure V.10</b> : Courbe caractéristiques de la <b>SP2</b> après le réglage par rognage.....	68
<b>Figure V.11</b> : Réservoir d'air de type à vessie butyle.....	80

## Chapitre VI : Organisation de chantier.

<b>Figure VI.1</b> : Schéma d'une tranchée.....	90
<b>Figure VI.2</b> : Réseau à nœuds.....	93
<b>Figure VI.3</b> : Pelle hydraulique.....	94
<b>Figure VI.4</b> : Bulldozer.....	94
<b>Figure VI.5</b> : Chargeur.....	95
<b>Figure VI.6</b> : Compacteur Mono.....	95

## **LISTE DES PLANCHES**

**Planche N° 1 :** Profil en long du tronçon piquage 1 -piquage 2.

**Planche N° 2 :** Profil en long du tronçon piquage2-réservoir R1(RT).

**Planche N° 3 :** Profil en long du tronçon de la station de pompage SP2 à distance de point A.

**Planche N° 4 :** Profil en long du tronçon de point A et de réservoir R3.

**Planche N° 5 ;** Plan en vue de la station de pompage SP2.

**Planche N° 6 :** Plan des chambre des vannes et l'implantation de butée de conduite

**Planche N° 7 :** Réseau d'adduction des communes de Chalghoum El Aid et Tadjenanet

# **INTRODUCTION GENERALE**

## INTRODUCTION GENERALE

Depuis leurs origines, les êtres humains ont été très sensibles à la quantité et la qualité de l'eau, c'est l'un des besoins les plus fondamentaux de notre physiologie.

Le problème de l'eau se limite à la recherche d'un endroit d'approvisionnement facile d'accès (rivières, sources, lac,.....etc.). Cependant avec l'apparition de collectivités et le besoin d'apporter cette eau à la portée de la main, l'urbanisation restreignait la diversité des sources d'approvisionnement.

A l'occurrence des changements annoncés dans le cadre des programmes destinés à transformer les réseaux d'adduction et de distribution à travers la wilaya de MILA, les responsables concernés sont appelés à renforcer des plusieurs parties comme, Ouest et sud-ouest à partir du barrage de transfert de BENI HAROUN.

Notre étude comporte six chapitres qui peuvent être repartis sur cinq parties principales.

1) La première partie peut contenir les deux chapitres suivants:

A) Une présentation globale de la zone d'étude: avant d'entamer le calcul hydraulique, il est nécessaire d'avoir certaines reconnaissances et données de bases à savoir la détermination de la zone d'études, son climat, le nombre de communes à alimenter ainsi que leurs nombres d'habitants.

B) Estimation des besoins en eau: dans ce chapitre, nous examinerons les besoins qui doivent satisfaire, pour l'utilisateur, le réseau d'adduction. L'aspect quantitatif des besoins nous permettra d'évaluer les volumes d'eau nécessaires à la consommation, ainsi que la répartition des débits dans le temps, qui conduisent aux dimensionnements des ouvrages d'écoulement ou d'accumulation.

2) Les réservoirs: ces ouvrages de stockage seront projetés pour mieux harmoniser la demande et la production. Les aspects économiques et techniques seront pris en compte pour l'emplacement de ces derniers. Leur dimensionnement peut se faire par deux méthodes (analytique et graphique).

3) L'adduction: dans ce chapitre on étudiera, le choix du tracé, le choix de types des conduites, l'établissement du schéma hydraulique de l'adduction pour la zone en question et l'étude technico-économique qui comportera le dimensionnement des conduites en déterminant leurs diamètres économiques.

4) Pompes et stations de pompage: l'accent est porté sur les équipements que comportera une station de pompage, le choix des pompes adéquates répondant aux exigences du projet en recherchant leurs points de fonctionnement ainsi que les éventuelles modifications. Et on terminera ce chapitre par l'étude de la cavitation et le choix du moteur, dimensionnement du bâtiment de station de pompage ; sans oublier le coup de bélier ; dont on étudiera, les causes qui peuvent créer ce phénomène, les différents dispositifs de protections, et cela afin d'éviter les dégâts qui peuvent survenir dans le réseau.

5) L'organisation des chantiers : pour accomplir les meilleurs conditions possibles des travaux à exécuté.

# **CHAPITRE I**

## **PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE**

## Introduction

Le barrage de Béni Haroun représente la principale ressource d'eau de l'ensemble du système d'adduction.

Le système de transfert à partir de ce barrage vers le sud dessert, aussi, la wilaya de Mila, Constantine et en fin de parcours la wilaya de Batna et Khenchela. Dans ce cadre, de ce transfert, un barrage de volume utile de 30 Mm<sup>3</sup>, est prévu au nord de la commune d'Oued Athmania. Il sera alimenté à partir d'un bassin d'expansion projeté à Ain Tinn.

Pour l'alimentation en eau potable, une station de traitement est prévue à l'aval immédiat du barrage Oued Athmania. A partir de cette station, un réseau de distribution desservira l'ensemble des plusieurs communes.

Le réseau d'adduction d'eau traitée composées de deux branches piquées sur le réseau ; la première branche partira vers le sud ouest et alimentera respectivement les communes de Chalghoum El Aid et Tadjenanet.

### I.1.Situation géographique

Le site où se trouve Chalghoum El Aid et Tadjenanet ; il regroupe les communes situées au Sud-Est de la wilaya de Mila Oued Seguin, Teleghma au Nord, au Nord-Ouest Mila, Oued Endja et Bouhatem. La commune de Chalghoum El Aid se trouve au Nord-Est à environ 23km de Tadjenanet. Cette dernière se trouve à environ 72km de la ville de Constantine ; et à 57km de centre de la ville Sétif.

Les altitudes moyennes des différents centres varient entre 170 et plus de 850 m NGA.

#### I.1.1.Reconnaissance des sols

- Le sous-sol est essentiellement constitué par des formations argilo-marneuses ou sablonneuses, avec présence ponctuelle de gravier et cailloutis. Et rarement, une présence de traces de gypse est décelée au niveau de certains sondages dans la région située entre Oued Tadjenanet et Chalghoum El Aid.
- Tous les sites possèdent une structure géologique relativement simple ; des couches compactées de marne et argile, présentant une bonne portance sont rencontrées à faible profondeur et certaines petites zones présentent un aspect rocheux.
- Il est à signaler que 40 % des sols traversés présentent une agressivité vis à vis des conduites.



Figure I.1 : Situation administrative géographique de la wilaya de MILA.(ATLAS).

### I.2.Situation climatique

La région du projet s'intègre dans le grand ensemble morphologique des hauts plateaux.

La partie occidentale se caractérise par un relief montagneux et des précipitations annuelles moyennes de 700 mm. La partie Orientale, constituée par un petit sous-bassin est caractérisée par un relief plus doux et des précipitations modérées (500 mm). La température moyenne varie de 5°C en janvier à 35°C au mois d'août. Les précipitations mensuelles au centre du bassin varient de 7 mm en juillet à 80 mm au mois de décembre.

#### I.2.1.La vitesse de vent

Les valeurs des vitesses moyennes sont données dans le tableau suivant :

Tableau I.1: Vitesses moyennes des vents.

Mois	Sep	Oct	Nov	Dec	Janv	Fev	Mar	Avr	Mai	Jui	Juil	Aoû
Vent moy (Km/h)	4.24	2.91	2.33	2.46	2.88	2.36	4.2	3.5	3.4	3.6	3.5	3.3

(Source : ANRH)

### I.2.2.Ensoleillement

L'ensoleillement et la nébulosité de la zone sont représentées dans le tableau suivant :

**Tableau I.2:**Ensoleillement, nébulosité moyennes mensuelles.

Mois	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
Ensoleillement Heures/jour	5.04	5.42	6.42	7.01	8.4	10.61	11.33	10.08	8.36	6.67	5.47	4.42
Nébulosité Heures/jour	4.58	4.97	4.53	4.71	4.27	2.98	1.77	2.48	3.03	3.89	4.36	4.55

(Source : ANRH)

### I.2.3.Humidité de l'air

Les valeurs de l'humidité mensuelle moyenne, sont représentées dans le tableau ci-après :

**Tableau I.3:** Humidité moyenne mensuelle.

Mois	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	Moyenne inter annuel
<b>Humidité Moy (%)</b>	76	76	72	71	68	57	46	52	63	67	75	76	67

(Source : ANRH)

### I.3.Situation hydraulique

#### - Ressource en eau

A l'aide du barrage de Oued Athmania qui est alimenté par le ressource principale de barrage de Beni Haroun, les eaux traitée par les stations de traitement sont essentiellement destinées à l'alimentation en eau potable de ville de Mila et autres villes situées le long du couloir de réseau d'adduction.

Le réseau d'adduction d'eau traitée composées de deux branches piquées; la première branche partira vers le sud ouest et alimentera respectivement les communes de Chalghoum El Aid et Tadjenanet.

## I.4.Population

### I.4.1.Evolution de la population à l'horizon d'étude

Le taux d'accroissement global de la population de la Wilaya de Mila de 2010 jusqu'à 2030 est de 2,5 %. Le taux d'accroissement moyen des centres concernés par l'étude est de 2,9 % (source ANBT).

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

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

$P_0$  : population à l'année de recensement (2010),(Source : ANBT). .

$a$  : taux d'accroissement démographique,  $a = 2,9\%$ .

$n$  : nombre d'années séparant l'année de recensement et l'horizon de calcul (20ans).

**Tableau I.4** :L'évolution des populations par communes à différents horizons (hab).

Communes	2010	2015	2020	2025	2030
Chalghoum El Aid	64581	74504	85953	99160	114396
Tadjenanet	54093	62405	71994	83056	95819
Total	118674	136909	157947	182216	210215

## I.5.Equipements

Les équipements existants an niveau des centres de Chalghoum El Aid et Tadjenanet sont donnés ci-dessous :

### ➤ Equipements scolaire

Ecoles primaires ; CEM ; Lycées ; CFPA.

### ➤ Equipements sanitaires

Centres de santé ; salles de soin ; polyclinique.

### ➤ Equipements administratifs

APC ; Agences postales ; police ; Gendarmerie ; Garde communale ; CNAS ; Protection civil.

### ➤ Equipements socioculturels

Mosquées ; Maison de jeunes ; Centre culturel ; stade.

**Conclusion**

Dans cette partie nous avons défini les données nécessaires concernant notre région du point de vue démographie, géographie, climatologie ainsi que la situation hydraulique. Ces données nous serviront pour entamer notre étude du projet.

## **CHAPITRE II**

# **ESTIMATION DES BESOINS EN EAU**

## Introduction

L'estimation des besoins en eau d'une agglomération dépend de plusieurs facteurs. Comme exemple, l'évolution de la population, ce qui nous permet d'estimer tous les besoins en eau à l'horizon de calcul 2030.

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

L'étude des besoins en eau est menée sur la base des recensements de la population effectués en Algérie, et des données de production et de consommations antérieures enregistrées dans les différentes localités.

### II.2. Estimation des besoins en eau potable

#### II.2.1 .Les besoins domestiques

##### II.2.1.1.L'évaluation de la consommation moyenne journalière

La dotation journalière, en eaux potables, en Algérie, est comprise entre 80 et 150 l/j/hab (source ANBT). Dans notre cas, nous prendrons comme valeur de la dotation : 150 l/j/hab.

##### II.2.1.2 .Calcul des besoins moyens journaliers à l'horizon 2030

Les besoins moyens journaliers sont déterminés à l'aide de la formule suivante :

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

$Q_{moy.j}$  : débit moyen journalier.

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

N : nombre d'habitants.

**Tableau II.1:** Consommations journalières.

N°	Communes	Nombre d'habitants (2030)	dot (l/j/hab)	Débits (m <sup>3</sup> /j)
01	Chalghoum El Aid	114396	150	17159.36
02	Tadjenanet	95819	150	14372.87
	total	210215	-	<b>31532.23</b>

**II.2.2 .Besoins scolaires**

Les besoins scolaires sont regroupés dans le tableau suivant:

**Tableau II .2:** Besoins scolaires.

Communes	Equipements	Nombre	Effectifs (élève)	Dotation (l/j/élève)	Q <sub>moyj</sub> (m <sup>3</sup> /j)
Chalghoum El Aid	Ecoles primaires	4	973	15	14.60
	CEM Lycées	2	1271	15	19.07
	CFPA	1	1040	15	15.6
		1	93	15	1.4
Tadjenanet	Ecoles primaires	3	1227	15	18.41
	CEM Lycées	2	1183	15	17.75
	CFPA	1	878	15	13.17
		1	163	15	2.45
				<b>TOTAL</b>	<b>102.45</b>

**II.2.3 .Besoins administratifs :**

Les différents besoins administratifs sont réunis dans le tableau suivant:

**Tableau II.3 :** Besoins administratifs.

Communes	Type d'équipement	Nombre d'employés	Dotation (l/j/ouvr)	Débit (m <sup>3</sup> /j)
Chalghoum El Aid	01 APC	60	15	0.9
	02 Agences postales	21	15	0.32
	01 police	18	15	0.27
	01 Gendarmerie	30	15	0.45
	01 Garde communale	70	50	3.5
	01 CNAS	48	15	0.72
	01 Protection civil	23	50	1.15
Tadjenanet	01 APC	45	15	0.68
	01 poste	26	15	0.39
	01 Gendarmerie	30	50	1.5
	01 Caserne	260	80	20.8
			<b>TOTAL</b>	<b>30.68</b>

**II.2.4. Besoins pour les centres de santé:** Les différents besoins nécessaires aux centres de santé sont réunis dans le tableau suivant :

**Tableau II.4 :** Besoins pour les centres de santé.

Communes	Type d'équipement	unité		Dotation (l/j/u)	Débit (m <sup>3</sup> /j)
		(m <sup>2</sup> )	lits		
Chalghoum El Aid	01 hôpital		520	230	119.60
	02 Centres de santé	430		15	6.45
Tadjenanet	01 Centres de santé	600		15	9.00
	02 salles de soin	80		15	1.2
	01 polyclinique	937		15	14.06
				<b>TOTAL</b>	150.31

## II .2.5 . Besoins socioculturels

Les différents besoins sanitaires sont donnés dans le tableau suivant :

**Tableau II.5:** Besoins socioculturels

Communes	Type d'équipement	Nombre d'usagers	Dotation (l/j/usager)	Débit (m <sup>3</sup> /j)
Chalghoum El Aid	03 Mosquée	400	05	2
	01 Maison de jeunes	80	10	0.8
	01 Centre culturel	50	05	0.25
Tadjenanet	01 Stade	130	100	13
	02 Mosquées	500	05	2.5
	01 Maison de jeunes	90	10	0.9
			<b>TOTAL</b>	19.45

### II.2.6 .Récapitulatif des différentes consommations journalières

Les besoins en eaux potables, tenant compte des différents consommateurs sont donnés dans le tableau suivant:

**Tableau II.6:** Différentes consommations journalières.

Communes	Besoins domestique	Besoin s scolaires	Besoins sanitaires	Besoins administratifs	Besoins socioculturels	Total
						$Q_{moy,j}$ (m <sup>3</sup> /j)
Chalghoum El Aid	17159.36	50.67	126.05	7,31	3.05	17346.46
Tadjenanet	14372.87	51.78	24.26	23.37	16.4	14488.62

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

#### II .3. 1. Consommation maximale journalière

Au cours d'une année, il existe une journée où la consommation d'eau est maximale, ce débit est désigné par  $Q_{max,j}$ , il est donné par la relation suivante :

Ainsi nous pouvons écrire :

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

$Q_{max,j}$  : Consommation maximale journalière (m<sup>3</sup>/s)

$Q_{moy,j}$  : Consommation moyenne journalière (m<sup>3</sup>/s)

Avec :  $K_{max,j}$  compris entre 1,1 et 1,3.

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

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

#### II.3.2.Consommation minimale journalière

De même il existe une journée où la consommation est minimale, ( $Q_{min,j}$ ); ce débit est donné par la relation suivante :

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

$Q_{min,j}$  : Consommation minimale journalière (m<sup>3</sup>/s)

$Q_{moy,j}$  : Consommation moyenne journalière (m<sup>3</sup>/s)

Avec :  $K_{min,j}$  compris entre 0,7 et 0,9.

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

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

**Tableau II.7:** Consommations maximale et minimale journalière pour chaque commune.

Communes	$Q_{\text{moy},j}$ ( $\text{m}^3/\text{j}$ )	$K_{\text{max},j}$	$Q_{\text{max},j}$ ( $\text{m}^3/\text{j}$ )	$K_{\text{min},j}$	$Q_{\text{min},j}$ ( $\text{m}^3/\text{j}$ )
Chalghoum El Aid	17346.46	1.3	22550.4	0.8	13877.17
Tadjenanet	14488.62	1.3	18835.2	0.8	11590.89
TOTAL	31835.08	-	41385.6	-	25468.06

Pour dimensionner notre réseau, nous prendrons  $Q_{\text{max},j}=41385.6$  ( $\text{m}^3/\text{j}$ ).

#### II.4. Variation des débits horaires

Au cours de la journée, la consommation varie d'une heure à une autre, il est clair que le calcul de notre réseau doit tenir de cet état de fait. Nous donnons dans le tableau suivant l'évolution de la consommation durant la journée (annexe II.1).

**Tableau II.8** : Variation du débit horaire pour la commune de Chalhoun El Aid.

Heures	Consommation totale $Q_{\max,j}=22550.4$ (m <sup>3</sup> /j)		Valeurs de la consommation cumulée (intégrale)	
	%	m <sup>3</sup> /h	%	m <sup>3</sup> /h
0-1	3,35	755,44	3,35	755,44
01-02	3,25	732,89	6,6	1488,33
02-03	3,3	744,16	9,9	2232,49
03-04	3,2	721,61	13,1	2954,10
04-05	3,25	732,89	16,35	3687,00
05-06	3,4	766,71	19,75	4453,70
06-07	3,95	890,74	23,7	5344,45
07-08	4,45	1003,49	28,15	6347,94
08-09	5,25	1183,90	33,4	7531,83
09-10	5,25	1183,90	38,65	8715,73
10-11	4,85	1093,69	43,5	9809,42
11-12	4,6	1037,32	48,1	10846,74
12-13	4,6	1037,32	52,7	11884,06
13-14	4,55	1026,04	57,25	12910,10
14-15	4,75	1071,14	62	13981,25
15-16	4,7	1059,87	66,7	15041,12
16-17	4,65	1048,59	71,35	16089,71
17-18	4,45	1003,49	75,8	17093,2
18-19	4,4	992,22	80,2	18085,42
19-20	4,3	969,67	84,5	19055,09
20-21	4,3	969,67	88,8	20024,76
21-22	3,75	845,64	92,55	20870,4
22-23	3,75	845,64	96,3	21716,04
23-24	3,7	834,36	100	22550,4

**Tableau II.9** : Variation du débit horaire pour la commune de Tadjenamet.

Heures	Consommation totale $Q_{\max,j}=18835.2$ (m3/j)		Valeurs de la consommation Cumulée (intégrale)	
	%	m3/h	%	m3/h
0-1	3,35	630,98	3,35	630,98
01-02	3,25	612,14	6,6	1243,12
02-03	3,3	621,56	9,9	1864,69
03-04	3,2	602,73	13,1	2467,41
04-05	3,25	612,14	16,35	3079,56
05-06	3,4	640,40	19,75	3719,95
06-07	3,95	744,00	23,7	4463,94
07-08	4,45	838,17	28,15	5302,11
08-09	5,25	988,85	33,4	6290,96
09-10	5,25	988,85	38,65	7279,81
10-11	4,85	913,51	43,5	8193,31
11-12	4,6	866,42	48,1	9059,73
12-13	4,6	866,42	52,7	9926,15
13-14	4,55	857,00	57,25	10783,15
14-15	4,75	894,67	62	11677,82
15-16	4,7	885,25	66,7	12563,08
16-17	4,65	875,84	71,35	13438,92
17-18	4,45	838,12	75,8	14277,08
18-19	4,4	828,75	80,2	15105,83
19-20	4,3	809,91	84,5	15915,74
20-21	4,3	809,91	88,8	16725,66
21-22	3,75	706,32	92,55	17431,98
22-23	3,75	706,32	96,3	18138,3
23-24	3,7	696,90	100	18835,2

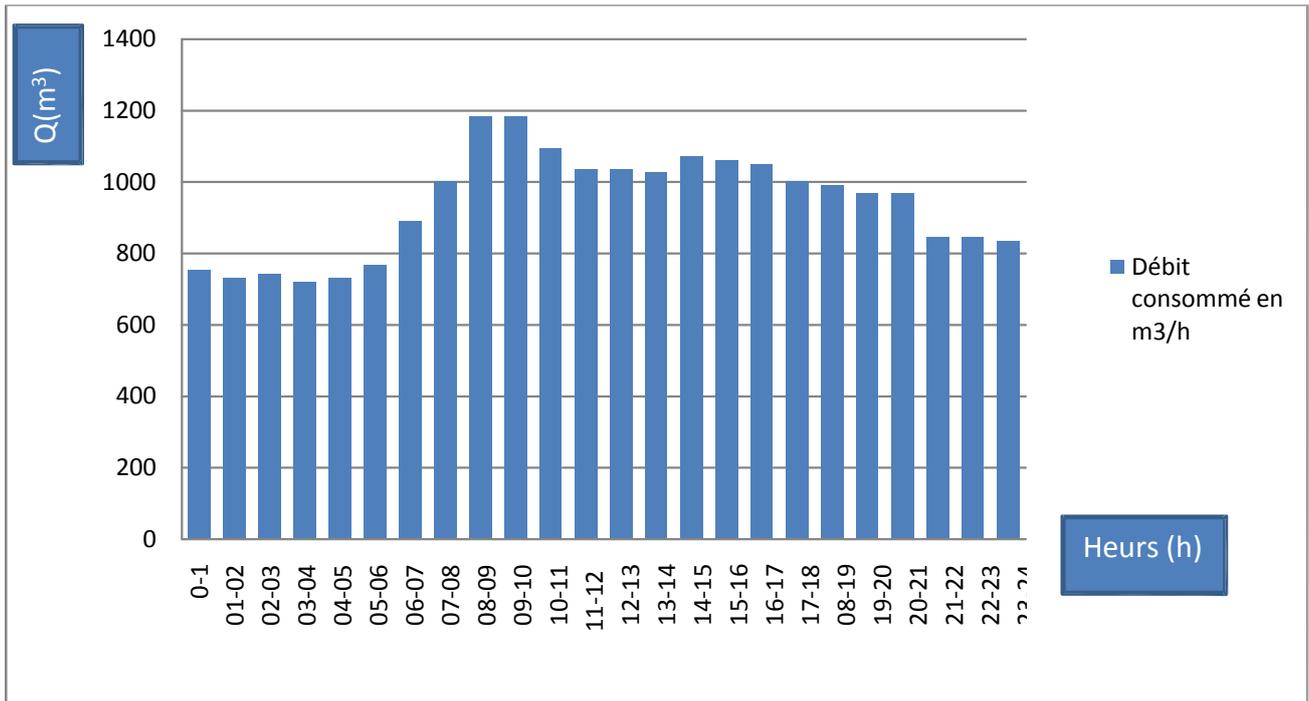


Figure II.1 : Consommation horaire de la commune de Chalghoum El Aid.

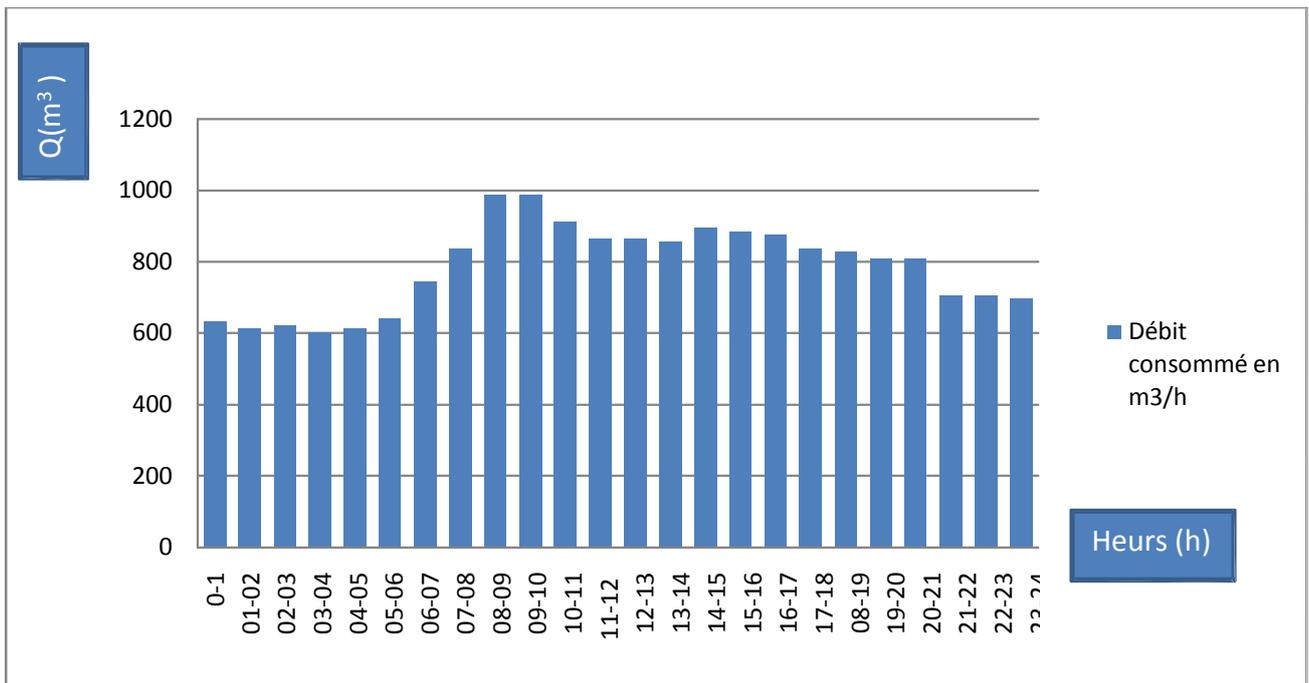


Figure II.2 : Consommation horaire de la commune de Tadjenanet.

**Conclusion**

L'estimation des besoins en eau des différents consommateurs de notre agglomération, nous donne un débit maximum journalier de  $41385,6 \text{ m}^3 / \text{j}$ .

Ce débit est utilisé pour le dimensionnement de l'adduction ainsi que les ouvrages nécessaires au stockage des eaux.

**CHAPITRE III**

**LES RESERVOIRS**

## **Introduction**

Le réservoir est un ouvrage hydraulique permettant de stocker de l'eau et il doit être résistant, étanche tout en assurant une régularité de la pression dans le réseau de distribution.

A cause de l'accroissement de la consommation, il sera nécessaire de prévoir des réservoirs de stockage.

### **III.1.Choix d'emplacement des réservoirs et leurs rôles**

#### **III.1.1.Rôle de réservoir**

Le rôle des réservoirs est d'assurer aux heures de pointe le débit maximal demandé, et aussi de combattre efficacement les incendies.

#### **III.1.2. Quelques avantages des réservoirs**

- 1-Réduction des dépenses d'énergie en réduisant la puissance consommée par les pompes.
- 2-Assurer les pressions nécessaires en tout point du réseau.
- 3-Régulariser le fonctionnement de la station de pompage.
- 4- Simplifier l'exploitation.
- 5-Jouer le rôle de brise charge dans le cas d'une distribution étagée.

### **III.2. Emplacement des réservoirs**

L'emplacement des reservoirs doit etre choisi de telle sorte à assurer une alimentation en eau au point le plus défavorable,il dépend de la topographie du lieu.C'est après une étude économique l'on pourra déterminer le meilleur emplacement possible.

### **III.3. Classification des réservoirs [1]**

#### **III 3.1. Classification selon le matériau de construction**

Cette classification est basée sur la nature des matériaux de construction des réservoirs.

- Réservoir métallique.
- Réservoir en maçonnerie.
- Réservoir en béton armé.
- Réservoir en plastique.

#### **III.3.2. Classification par rapport au sol ou lieux**

- Réservoir enterré.
- Réservoir semi enterré.
- Réservoir surélevé.

### III.3.3. Classification selon l'usage

Les réservoirs, on peut les classés selon en usage en :

- Réservoir de stockage. « eau traité ».
- Réservoir terminal.
- Bâche de reprise.
- Brise charge.
- Réservoir d'équilibre.
- Réservoir tampon.

### III .3.4. Classification selon la forme géométrique :

- Réservoir cylindrique.
- Réservoir rectangulaire (ou bien carré).
- Une forme Circulaire.

### III.3.5 Choix du réservoir

Le choix du réservoir dépend des :

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

### III.4.Equipements du réservoir [3]

Le réservoir de stockage des eaux potables doit être équipé des éléments suivants :

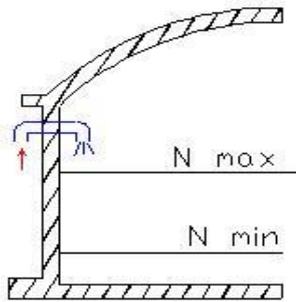
#### III.4.1. Dispositifs d'alimentation

Il existe 4 méthodes pour l'alimentation d'un réservoir à savoir :

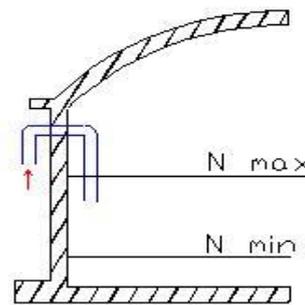
- Arrivée par surverse.
- Arrivée par surverse noyée.
- Arrivée par le bas.
- Arrivée par le fond.

#### a)-Par surverse

Soit avec chute libre, soit en plongeant la conduite de façon à ce que son extrémité soit toujours noyée.

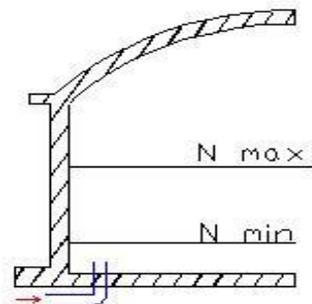


**Figure III.1:** Arrivée par suverse  
(Chute libre)

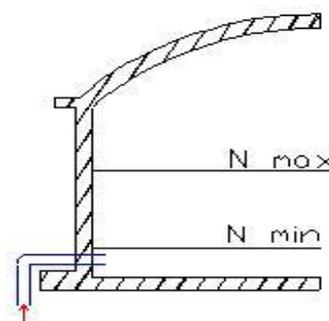


**Figure III.2:** Arrivée par surverse  
(Noyée)

**b)-Par dessous:** soit par le bas à travers les parois du réservoir soit par le fond à travers le radier.



**Figure III.3:** Arrivée par dessous  
(Par le fond)



**Figure III.4:** Arrivée par dessous  
(Par le bas)

#### III.4.2. Conduite de trop-plein

Le trop plein a pour rôle d'empêcher l'eau de dépasser un niveau donné. Si le réservoir est compartimenté, chaque cuve doit avoir une conduite de trop-plein.

#### III.4.3. Conduite de vidange ou de décharge

C'est des conduites qu'on installe au fond du réservoir et qui permettent de vider ce dernier lors de son exploitation pour nettoyage ou réparation, elles comportent des robinets vannes et sont raccordées aux conduites de trop-plein.

La conduite de vidange, placée au point bas du réservoir (dans le puisard à côté de la conduite d'arrivée), permet une décharge complète vers l'égout pour permettre l'inspection et le nettoyage du réservoir, ainsi que d'éventuelles réparations

Des détecteurs de niveau peuvent être installés dans le réservoir pour signaler les niveaux critiques, le niveau de débordement et le niveau bas notamment pour la protection des pompes.

#### III.4.4. Conduite de départ ou de distribution

Le départ de la conduite de distribution s'effectue à 0.15 ou 0.2m au-dessus du radier en vue d'éviter l'introduction dans la conduite de distribution des boues ou des sables.

### III.4.5. Conduite by-pass

En cas d'indisponibilité de nettoyage ou réparation si le réservoir n'est pas compartimenté il est bon de prévoir une communication entre les deux conduites (Pour l'adduction et pour distribution).

### III.4.6. Matérialisation de la réserve d'incendie

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

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

### III.5. Traversée des conduites dans les parois du réservoir

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<sup>er</sup> 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".

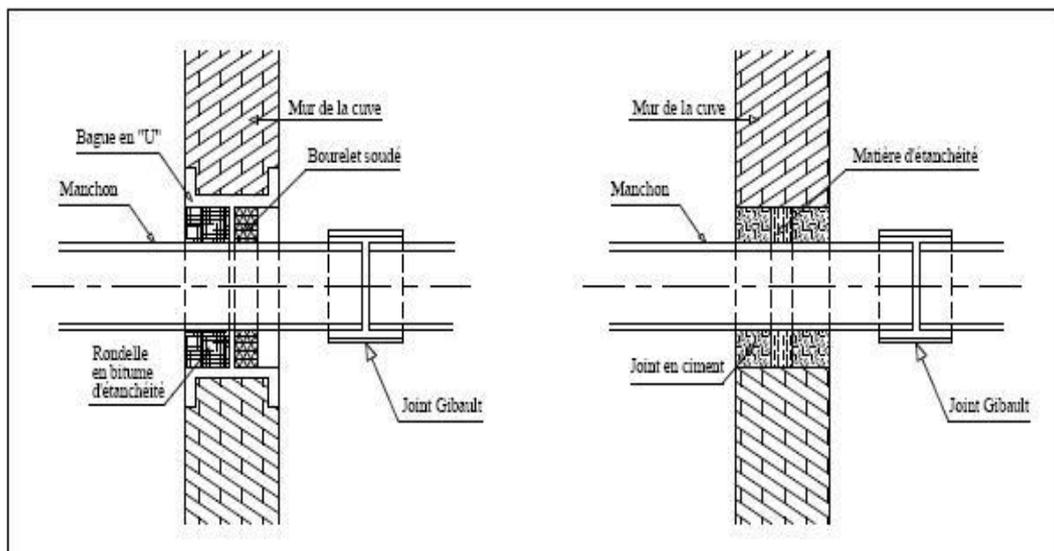


Figure III.5 : Traversée par des manchons à bout lisse.

2<sup>ème</sup> 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.

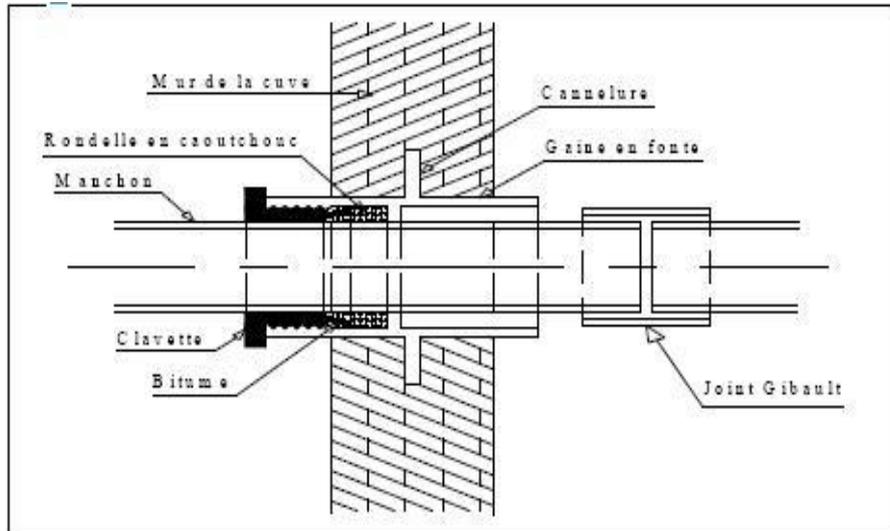


Figure III.6 : Traversée des conduites (Gaine en fonte).

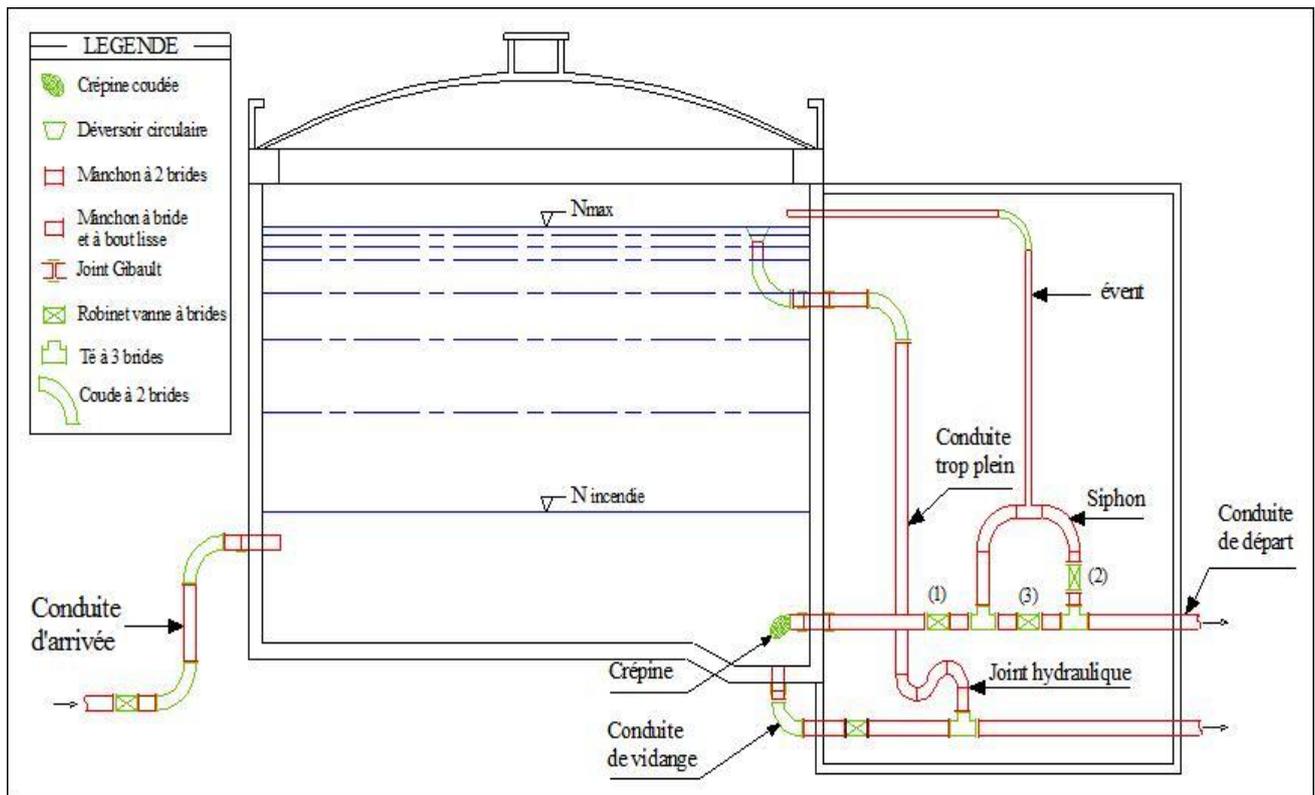


Figure III.7 : Coupe transversale d'un réservoir de type semi-enterré.

### III.6. Calcul de la capacité des réservoirs

La capacité de stockage d'eau est calculée en tenant compte de la répartition journalière maximale du débit consommé qui est caractérisé par le coefficient horaire pour chaque commune aux échéances 2010 et 2030.

On distingue deux méthodes de calcul des capacités des réservoirs :

- La méthode analytique.
- La méthode graphique.

#### III.6.1. La méthode analytique

La méthode analytique consiste à calculer, pour chaque heure de la journée, le volume résiduel dans le réservoir. Ce volume sera déterminé comme suit :

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

$V_u$ : volume utile ( $\text{m}^3$ ),

$P(\%)$ : fraction horaire maximale des restes du débit maximum journalier.

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

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

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

$V_T$ : capacité totale du réservoir ( $\text{m}^3$ ).

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

#### III.6.2. Estimation de la capacité totale du réservoir par la méthode analytique

##### III.6.2.1. Evaluation du volume du réservoir R1 (réservoir tampon)

Le réservoir R1 joue le rôle de mise en charge, qui sert à transiter le débit refoulé par la première station de pompage Sp1 généralement vers le réservoir de Chalghoum El Aid (R2).

La capacité du réservoir est calculée en fonction du temps de fermeture de la vanne placée à la sortie du réservoir.

Le volume sera déterminé selon la formule suivante:

$$V = \frac{Q_{\text{tr}} * t}{2} \quad (\text{III-3})$$

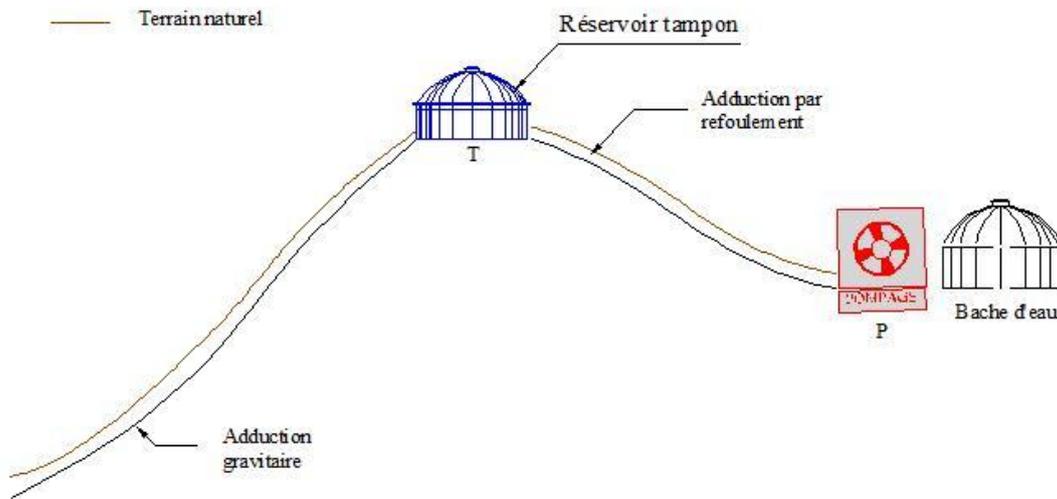
$Q_{\text{tr}}$ : Débit transit ;

$$Q_{\text{tr}} = 41385.6 \text{ m}^3/\text{j} = 1724.4 \text{ m}^3/\text{h}$$

t : temps de fermeture de la vanne ; on prend t=02h.

$$\text{Donc : } V = \frac{Q_{tr} * t}{2} = \frac{1724.4 \times 2}{2} = 1724.4 m^3$$

On prend : V=2000 m<sup>3</sup> c'est la capacité de réservoir tampon pour tenir compte du temps qui s'écoulera nécessairement entre l'arrêt de groupes et le commencement de la fermeture de la vanne.



**Figure III.8 :** Schéma explicatif pour l'emplacement du réservoir tampon.

**III.6.2.2.Evaluation du volume des réservoirs (Chalghoum El Aid et Tadjenat )**

**A) Réservoir de Chalghoum El Aid**

Si l'on dispose d'un débit limité constante à une cote supérieure à celle du réservoir, on peut avoir intérêt à effectuer une alimentation discontinue afin de diminuer le volume du réservoir pour que le débit horaire disponible  $Q_a$  soit supérieure au débit moyen horaire  $Q_{moy,h}$  , le débit d'alimentation part à chaque instant satisfaire la demande et le réservoir est inutile.

Le problème de la capacité utile du réservoir se pose donc chaque :

$$Q_{moy,h} \quad Q_a \quad K_p * Q_{moy,h}$$

Dans ce cas le défaut d'alimentation le plus important se situe lors de la pointe ou la consommation peut atteindre  $K_p \cdot Q_{moy,h}$ , il faudra fournir en plus de l'alimentation à débit constant  $Q_a$  un volume d'eau égale à :

$$N \times (K_p \cdot Q_{moy,h} - Q_a)$$

$N$  : Nombre d'heurs peut atteindre  $K_p \cdot Q_{moy,h}$  donc :

$$V_r = 24 \times Q_a + N \times (K_p \cdot Q_{moy,h} - Q_a)$$

$$V_r = 24 \times Q_{moy,h} + N \times (K_p \cdot Q_{moy,h} - Q_{moy,h})$$

Alors :

$$V_r = 24 \times 939.6 + 2 \times (1183.9 - 939.6)$$

$$V_r = 23039 \text{ m}^3$$

- La capacité totale de réservoir sera :  $V_t = V_r + V_{inc}$

$$V_t = 23039 + 120 = 23159 \text{ m}^3$$

- La capacité normalisée sera :  $V_n = 23500 \text{ m}^3$

#### **B) Réservoir de Tadjenanet :**

Les résultats des calculs sont représentés dans le tableau suivant : **Tableau III .1** (Distribution (%) : annexe N°1)

**Tableau III .1:** Evaluation du volume résiduel du réservoir de Tadjenanet.

Heures	Apports (%)	Distribution (%)	excès	Déficit (%)	Résidu (%)
00 - 01	5	3,35	1,65	-	<b>13</b>
01 - 02	0	3,25	-	3,25	9,75
02 - 03	0	3,3	-	3,3	6,45
03 - 04	0	3,2	-	3,2	3,25
04 - 05	0	3,25	-	3,25	<b>0,00</b>
05 - 06	5	3,4	1,6	-	1,6
06 - 07	5	3,95	1,05	-	2,65
07 - 08	5	4,45	0,55	-	3,2
08 - 09	5	5,25	-	0,25	2,95
09 - 10	5	5,25	-	0,25	2,7
10 - 11	5	4,85	0,15	-	2,85
11 - 12	5	4,6	0,4	-	3,25
12 - 13	5	4,6	0,4	-	3,65
13 - 14	5	4,55	0,45	-	4,1
14 - 15	5	4,75	0,25	-	4,35
15 - 16	5	4,7	0,3	-	4,65
16 - 17	5	4,65	0,35	-	5
17 - 18	5	4,45	0,55	-	5,55
18 - 19	5	4,4	0,6	-	6,15
19 - 20	5	4,3	0,7	-	6,85
20 - 21	5	4,3	0,7	-	7,55
21 - 22	5	3,75	1,25	-	8,8
22 - 23	5	3,75	1,25	-	10,05
23 - 00	5	3,7	1,3	-	11,35
<b>Total</b>	<b>100 %</b>	<b>100 %</b>	<b>--</b>	<b>--</b>	<b>--</b>

➤ Calcul de la capacité du réservoir de Tadjenanet :

☛ Le volume utile sera :  $V_u = \frac{13 * 18835.2}{100} = 2448.58 \text{m}^3$ .

☛ La capacité totale sera :  $V_t = 2448.58 + 120 = 2568.58 \text{m}^3$ .

☛ La capacité normalisée sera :  $V_n = 3000 \text{m}^3$ .

### III .6.2.3 Forme des réservoirs

#### A) Dimension du réservoir de Chalghoum El Aid

A cause de l'importance de débit et du volume calculé du réservoir, nous choisissons une surface rectangulaire.

Le volume de réservoir :  $V=S \times H$  et  $S=l \times L$

L : longueur de la cuve.

l : largeur de la cuve.

H : hauteur utile d'eau, on prend  $h=5m$

$$\text{Donc : } S = \frac{23500}{5} = 4700 \text{ m}^2$$

$$l = 62,67m.$$

$$L = 75m.$$

#### B) Dimension du réservoir de Tadjenanet

La forme générale des réservoirs est circulaire pour les capacités fixées à inférieure de 10000 m<sup>3</sup>, la hauteur de l'eau utile est comprise entre 3 et 6 m.

##### ➤ Le diamètre D de la cuve

$$S = \frac{V_n}{h} \quad \Rightarrow \quad D = \sqrt{\frac{4 \times V_n}{f \times h}} \quad (\text{III.4})$$

$V_n$  : Volume normalisée du réservoir (m<sup>3</sup>).

S : section du réservoir (m<sup>2</sup>).

h : hauteur utile d'eau (m)

##### ➤ La hauteur de la réserve d'incendie

$$h_{inc} = \frac{V_{inc}}{S} \quad (\text{III.5})$$

**Tableau III.3:** Les dimensions des réservoirs.

Réservoirs	Volume en (m <sup>3</sup> )	D (m)	S (m <sup>2</sup> )	h (m)	h <sub>inc</sub> (m)
Tadjenanet	3000	27,65	600,15	5	0,199

### III.7. Dimensionnement de la Bâche de reprise de station de pompage

#### III.7.1. La bâche de la station de pompage Sp2

La station de pompage sera implantée dans la commune de Chalhoun El Aid à la côte 770.05 m ; cette station de pompage refoulera les besoins en eau de la commune de Tadjenanet vers le réservoir de capacité 4000 m<sup>3</sup> à partir de la bâche d'eau qui traverse le chambre de répartition des débit (en même temps, elle joue le rôle de brise charge).

##### III.7.1.1. Calcul du volume tampon

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

$$V_t = \frac{Q \times T}{4} \quad (\text{III.6})$$

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

Q : Débit entrant dans la bâche ; on a le débit refoulé par la pompe est de 0.218 m<sup>3</sup>/s.

Alors : 
$$V_t = \frac{0.218 \times 45 \times 60}{4} = 147.15 \text{ m}^3$$

$$V_t = 147.15 \text{ m}^3$$

##### III.7.1.2. Calcul du volume de sécurité

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

$$q = Q - \frac{Q \times t}{T} \quad (\text{III.7})$$

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

Le volume d'eau écoule pendant dt sera :

$$dv = q \times dt$$

$$dv = (Q - (Q \times t)/T) dt$$

$$v = Q \times \int_0^T (1 - \frac{t}{T}) dt = \frac{Q \times T}{2} \quad (\text{III.8})$$

On applique cette équation pour T=900 s, on trouve :

$$V_s = 98.1 \text{ m}^3$$

Donc le volume total est :

$$V_t + V_s = 147.15 + 98.1 = 245.25 \text{ m}^3$$

##### III.7.1.3. Calcul de volume correspondant au signal d'alarme

La lame d'eau pour le signal d'alarme est ha=10cm ;

Sa section :

$$S = (V_s + V_t) / h \quad (\text{III.9})$$

avec : h : hauteur de la bâche d'aspiration.

$$h = 4 \text{ m} \text{ d'où } S = 61.31 \text{ m}^2$$

$$\text{Le volume sera : } V_a = h \times S = 46.131 \text{ m}^3$$

Le volume total de la bache est  $V=V_s+V_t+V_a$  on obtient  $V=251.38 \text{ m}^3$ .

#### III.7.1.4. Calcul du diamètre de la bache d'aspiration

On prend une section circulaire  $S=V/h$  donc la section est  $S=62.31 \text{ m}^2$ .

Le diamètre sera :

$D=((4 \times 62.31)/3.14)^{1/2}=8.91 \text{ m}$  ; on prend  $D=9 \text{ m}$ .

#### III.7.2. La bache de la station de pompage Sp1

Cette bache sera implantée juste au voisinage de la station de pompage SP1. Elle a la même côte que la station de pompage (752.48m); cette station de pompage refoulera le débit demandé vers le réservoir tampon.

##### III.7.2.1. Calcul du volume tampon

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

$$V_t = \frac{Q \times T}{4} \quad (\text{III.10})$$

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

Q : Débit entrant dans la bache ; on a le débit refoulé par la pompe est  $0.218 \text{ m}^3/\text{s}$ .

Le volume sera :  $V_t = \frac{0.479 \times 45 \times 60}{4} = 323.325 \text{ m}^3$

$V_t = 323.325 \text{ m}^3$

##### III.7.2.2. Calcul du volume de sécurité

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

$$q = Q - \frac{Q \times t}{T} \quad (\text{III.11})$$

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

➤ **Le volume d'eau écoule pendant dt sera**

$$dv = q \times dt$$

$$dv = (Q - (Q \times t)/T) dt$$

$$v = Q \times \int_0^T (1 - \frac{t}{T}) dt = \frac{Q \times T}{2} \quad (\text{III.12})$$

On applique cette équation pour  $T=900 \text{ s}$ , on trouve :

$$V_s = 215,55 \text{ m}^3$$

Donc le volume total est :

$$V_t + V_s = 323,325 + 215,55 = 538,875 \text{ m}^3$$

**III.7.2.3. Calcul de volume correspondant au signal d'alarme**

La lame d'eau pour le signal d'alarme est  $h_a = 10\text{cm}$  ;

Sa section :

$$S = (V_s + V_t) / h \quad (\text{III.13})$$

$h$  : hauteur de la bêche d'aspiration.

$h = 4\text{ m}$  d'où  $S = 134,718\text{m}^2$

Le volume sera :  $V_a = h_a \times S = 13,471\text{m}^3$

Le volume total de la bêche est  $V = V_s + V_t + V_a$  on obtient  $V = 552,346\text{ m}^3$ .

**III.7.2.4. Calcul du diamètre de la bêche d'aspiration**

On prend une section circulaire  $S = V/h$  donc la section est  $S = 134,718\text{m}^2$ .

Le diamètre sera :

$D = ((4 \times 134,718) / 3,14)^{1/2} = 13,1\text{m}$  ; on prend  $D = 13\text{m}$ .

**Conclusion**

L'étude précédente à permet de calculer les capacités des réservoirs et des bêches d'eau qui sont comme suit :

1. Un réservoir tampon de capacité de  $2000\text{ m}^3$  et réservoir R2 de même capacité au niveau de la commune de Chalghoum El Aid.
2. Réservoir R3 de capacité de stockage de  $4000\text{ m}^3$  pour l'alimentation de la commune de Tadjenanet.
3. Deux bêches : l'une de SP1 du volume de  $552,346\text{ m}^3$ , et l'autre de SP2 du volume de  $251,38\text{ m}^3$ .

**CHAPITRE IV**

**ETUDE D'ADDITION**

## Introduction

Dans ce chapitre on va étudier le réseau d'adduction.

On place le long de notre réseau les accessoires suivants :

- Ventouse aux points hauts du tracé pour l'évacuation de l'air.
- Vidange aux points bas.
- Vanne de sectionnement pour éviter la vidange complète de la conduite, donc l'adduction permet d'éviter.
  - a- Des dysfonctionnements (fontaine non alimentée),
  - b- Les dégâts (surpression, dépressions...),
  - c- L'obstruction de l'adduction par sédimentation ou par bouchon d'air,

### IV.1. Description du réseau de l'adduction

Notre projet prend son départ à partir d'un piquage réalisé au niveau du transfert d'Oued Athmania vers Constantine. L'alimentation en eau potable des agglomérations est assurée à l'aide d'un réseau d'adduction qui se caractérise par un axe principal situé le long de la route nationale N°5 pour alimenter les communes d'Oued Athmania, Chalghoum El Aid et Tadjenat.

### IV.2. Choix du tracé de l'adduction

Lors des visites de reconnaissance de terrain, les tracés des conduites et les sites d'ouvrages projetés ont été conjointement définis avec les responsables locaux pour chaque commune. Le choix des tracés est fait suivant les chemins les plus courts pour minimiser la longueur des conduites, et en évitant les obstacles existants (routes, autoroutes et réseaux techniques existants : gaz, électricité, assainissement, irrigation). Le choix des sites d'implantation des ouvrages d'arrivée et de la conduite de refoulement ont été fait en respectant les critères suivants :

- Permettre le maximum de souplesse dans la répartition future des volumes mobilisés sur les différents secteurs de chaque commune.
- Éviter les forêts, bois et zones marécageuses.
- Éviter les pompes inutiles quand il s'agit de plusieurs étages de distribution.
- Éviter le phénomène de cavitation qui peut engendrer les éclatements et vibrations de la canalisation au cours de la phase de surpression.
- Il est important de chercher un profil en long aussi régulier que possible pour éliminer les contres pentes.

La pression maximale de service à respecter, ne doit pas dépasser 25 bars car des pressions élevées provoquent des problèmes d'exploitation : usure rapide des organes de commande, de régulation, des joints d'étanchéité au niveau des raccordements par brides ou emboîtements. Ces phénomènes favorisent les pertes d'eau. La conception des réseaux d'adduction projetés est établie sur la base de profils hydrauliques de tracés relevés à partir de la carte d'Etat Major.

### IV.3. Types d'adduction [1]

D'après leur fonctionnement, les adductions peuvent être classées en deux types :

- 1-Adduction gravitaire.
- 2-Adduction par refoulement.

Parfois, les deux types d'adduction sont utilisés (adduction mixte)

#### IV.3.1. Adduction gravitaire

Pour l'adduction gravitaire le point de captage se situe à une altitude supérieure à celle du réservoir.

Généralement l'écoulement peut être à surface libre c'est-à-dire sans pression.

#### IV.3.2. Adduction par refoulement

Dans cette adduction, la zone où le point alimenté se trouve à une altitude plus haute que celle de captage. Et les conduites de refoulement avec leurs diamètres calculés sont liées économiquement avec la station de pompage.

Le diamètre économique optimal pour la conduite de refoulement correspond au minimum des:

- charges annuelles d'amortissement et d'exploitation de la conduite.
- charges annuelles d'amortissement et d'exploitation de la station de pompage.

### IV.4. Choix des matériaux de canalisation [1]

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

❖ Sur le plan technique cette faisabilité dépend de plusieurs exigences telles que :

- 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.4.1. Fonte

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

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

#### IV.4.2. Acier

L'acier est un matériau apte à prendre en charge les grandes pressions, il est très sensible à la corrosion, surtout, lorsqu'il s'agit de sol agressif, mais cela dit il est adéquat à tout type de terrains vu qu'il absorbe les efforts de pressions.

#### IV.4.3.PRV (Polyester Renforcé de fibre de Verre)

Ce matériau est surtout utilisé pour l'assainissement. En effet le PRV ne disposant que d'avis techniques dans le domaine de l'assainissement, les entreprises sont réticentes à l'idée de l'utiliser pour l'adduction. De plus le problème des tuyaux PRV reste actuellement la tenue à la pression au niveau des éléments de jonction. Si les tuyaux peuvent supporter jusqu'à 32 bars, les coudes et manchons sont moins au point et les procédés de verrouillage sont très onéreux.

L'avantage de ces matériaux réside dans sa légèreté et sa résistance aux agressions chimiques. Par contre sa rigidité est trop faible pour pouvoir reprendre les contraintes liées au remblai.

#### IV.4.4.PVC (Polychlorure de vinyle) et PEHD (polyéthylène)

Les tuyaux en matière plastique sont les plus légers. Ils sont faciles à couper, à poser et à assembler si certaines précautions sont prises. Ils ont de très bonnes propriétés hydrauliques et ne sont pas sujets à la corrosion. Toutefois leur résistance mécanique présente une limitation plus sévère que les autres matériaux (Casse pour le PVC, écrasement pour le PEHD).

##### ➤ Pour notre étude

Les tuyaux prévus dans ce projet sont en fonte ductile de classe K9 avec les caractéristiques spéciales :

- Souple et plus résistante.
- Supporte des pressions de service atteignant 50 bars.
- Des longueurs jusqu'à 6m à partir du diamètre de 800mm.
- Différents types de joints sont utilisés pour assembler ces conduites.

### IV.5. Dimensionnement de l'adduction

Dans le dimensionnement hydraulique, on a utilisé les caractéristiques physiques réelles du réseau sur la base des profils en long et plans cotés générés à partir des levés de la campagne topographique.

Le dimensionnement des diamètres des conduites est effectué à l'aide d'un modèle hydraulique. Les valeurs sont fournies sous forme de côtes piézométriques et pressions dynamiques à chaque nœud et sous forme de vitesse d'écoulement, débits et pertes de charge linéaire pour chaque tronçon.

#### IV.5.1.Détermination du diamètre avantageux de la conduite gravitaire

Les tronçons gravitaires fonctionneront également en commande par l'aval par des obturateurs sous capot ou robinets à flotteur dont la fermeture et l'ouverture sont liées aux niveaux d'eau dans les réservoirs d'arrivée.

Le diamètre avantageux des conduites gravitaires est déterminé par la formule de DARCY-WEISBAKH donnée comme suit:

$$\Delta H_t = \frac{K \times L_{eq} \times Q^5}{D_{av}^m} \quad (IV.1)$$

$\Delta H_t$  : Perte de charge totale (m);

$K'$  : Coefficient de perte de charge;

$$L_{eq} = L_g + L_{ev} \quad (\text{IV.2})$$

$L_g$  : Longueur géométrique de la conduite (m) ;

$L_{eq}$  : Longueur équivalente (m) ;

Dans le cas des adductions, les pertes de charge singulières sont estimées à 15% des pertes de charge linéaires.

$$\Delta H_t = 1,15 \times \Delta H_p^{lin} \Rightarrow L_{eq} = 1,15 \times L_g \quad (\text{IV.3})$$

$\Delta H_t$  : Perte de charge totale (m) ;

$\Delta H_p^{lin}$  : Perte de charge linéaire (m).

$Q$  : Débit véhiculé par la conduite ( $\text{m}^3/\text{s}$ ) ;

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

$S$  : Exposant tenant compte du régime d'écoulement ;

$m$  : Exposant tenant compte du type du matériau.

Selon le type de matériau on choisit les coefficients  $K'$ ,  $m$  et  $S$ .

**Tableau IV.1:** Coefficients  $K'$ ,  $m$ ,  $\beta$  pour différents types de tuyau

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

Dans notre cas, on prend :  $K' = 0,00179$  ;  $S = 2$  ;  $m = 5,3$

#### IV.5.1.1. Les caractéristiques des différents points

Les altitudes des différents points de notre adduction sont données dans le tableau suivant :

**Tableau IV.2:** Les altitudes des différents points de l'adduction

N° du point	Point	Cote de terrain naturel (m)
1	Piquage 1	684.72
2	Piquage 2	696.50
3	Bâche et SP1	752.48
4	Réservoir R1	857.17
5	Chambre du répartition	772.38
6	Réservoir R2	770.05
7	Bâche d'aspiration	770.05
8	Sp2	770.05
9	Réservoir R3	856.39

#### IV.5.1.2. Calcul des longueurs des différents tronçons

Les longueurs des différents tronçons gravitaires sont données dans le tableau suivant :

**Tableau IV.3:** Longueurs de différents tronçons de l'adduction.

N° du tronçon	Point de départ	Point d'arrivé	Longueur géométrique (m)	Longueur équivalente (m)
1	Piquage 1	Piquage 2	2160	2484
2	Piquage 2	Bâche d'aspiration de SP1	2700	3105
3	Réservoir R1 (RT)	Chambre de répartition de débit	11183.03	12860.48
4	Chambre de répartition de débit	Réservoir R2	45	51.75
5	Chambre de répartition de débit	Bâche d'aspiration de SP2	60	69

#### IV.5.2. Calcul de la charge disponible

##### IV.5.2.1. Partie A :( piquage 1- bache1)

Pour calculer la charge disponible on prend toujours le point le plus défavorable. Donc :

$$\Delta H_d = CTP_{p1} - CTP_{bache1} = (761.34) - (752.48 + 4) = 4.86 m$$

$CTP_{PI}$  : Côte du terrain piézométrique du piquage 1.

$CTP_{bache 1}$  : Côte du terrain piézométrique de la bache 1.

#### IV.5.2.1.1. Calcul du gradient hydraulique (I)

$$I_1 = \frac{\Delta H_d}{L_{eq}} = \frac{4.86}{5589} = 0.0009 \text{ m/m}$$

#### IV.5.2.1.2. Calcul des diamètres avantageux des tronçons de l'adduction

Le diamètre avantageux est calculé à base de la formule suivante:

$$D_{av.i} = \sqrt[m]{\frac{K' \times L_{eq.i} \times Q_i^S}{\Delta H_i}} \quad (\text{IV.4})$$

$\Delta H_i$  : Perte de charge totale du tronçon (i) en m;

$L_{eq.i}$  : Longueur équivalente du tronçon (i) en m ;

$K'$  : Coefficient de perte de charge ;

$S$  : Exposant tenant compte du régime d'écoulement ;

$m$  : Exposant tenant compte du type du matériau

#### ► La vitesse d'écoulement

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

$$Q = V \times S \Rightarrow Q = V \times \frac{f \times D^2}{4} \quad \text{Ainsi: } V = \frac{4 \times Q}{f \times D^2} \quad (\text{IV.5})$$

Avec :

$Q$  : débit véhiculé par l'adduction ( $\text{m}^3/\text{s}$ ) ;

$S$  : section de la canalisation ( $\text{m}^2$ ) ;

$V$  : vitesse d'écoulement ( $\text{m/s}$ ) ;

$D$  : diamètre nominal de la conduite (m).

Les résultats trouvés pour le calcul des diamètres avantageux de ces tronçons sont regroupés dans le tableau suivant:

**Tableau IV.4:** Diamètres calculés des tronçons piquage1-piquage2 et piquage2-bache1.

Tronçons	Débit du tronçon (l/s)	Longueur géométrique (m)	Longueur équivalente (m)	I (m/m)	$H_i$ (m)	$D_{calculé}$ (mm)
1	993	2160	2484	0.0009	2.24	1135.08
2	479	2700	3105	0.0009	2.79	862.67

## IV.5.2.1.3. Normalisation de diamètre

Tableau IV.5: Diamètre normalisé des tronçons piquage1-piquage2 et piquage2-bache1.

N° du tronçon	Débit du tronçon (l/s)	D <sub>ca</sub> (mm)	D (mm)	V (m/s)
1	993	1135.087	1100	1.045
2	479	862.67	900	0.75

## IV.5.2.2. Partie B : ( Réservoir R1 ; bache2 ; ReservoirR2)

La perte de charge disponible est donnée par :

$$\Delta H_d = CT Pr 1 - CTP_{bache 2} = (857.17 + 5) - (770.05 + 5) = 87.12 m$$

$CTP_{r1}$  : Côte du terrain piézométrique du réservoir R1 (réservoir tampon).

$CTP_{bache 2}$  : Côte du terrain piézométrique de la bache 2.

## IV.5.2.2.1. Calcul du gradient hydraulique(I)

## A) Réservoir R1-bache2

$$I_1 = \frac{\Delta H_d}{L_{eq}} = \frac{87.12}{12929.48} = 0.0067 \text{ m/m.}$$

Les résultats trouvés pour le calcul sont représentés dans le tableau suivant:

Tableau IV.6: Diamètre calculé pour le tronçon réservoir R1-bache2.

Tronçon	Débit du tronçon (l/s)	Longueur géométrique (m)	Longueur équivalente (m)	I (m/m)	H <sub>i</sub> (m)	D <sub>calculé</sub> (mm)
Réservoir R1-bache2	479	11183.03	12860.48	0.0067	86.16	590.50

## B) Chambre de répartition-bache2 et chambre de répartition-R2

Tableau IV.7: Diamètre calculé des tronçons chambre de répartition-bache2 et chambre de répartition-R2.

Tronçons	Débit du tronçon (l/s)	Longueur géométrique (m)	Longueur équivalente (m)	I (m/m)	H <sub>i</sub> (m)	D <sub>calculé</sub> (mm)
Chambre de répartition-R2	261	45	51.75	0.153	7.92	260.22
Chambre de répartition-bache2.	218	60	69	0.115	7.94	256.57

## IV.5.2.2.3. Normalisation de diamètre

Tableau IV.8: Diamètre normalisé des différents tronçons d'adduction.

N° du tronçon	Débit du tronçon (l/s)	D <sub>ca</sub> (mm)	D (mm)	V (m/s)
1	479	590.50	600	1.69
2	218	256.57	400	1.73
3	261	260.22	450	1.64

**Remarque**

Dans notre cas, le tronçon gravitaire, à partir du réservoir tampon vers la chambre de répartition, a un profil de terrain peu accidenté donc il faut prendre la possibilité de mettre ou installer un brise charge.

## IV.5.3. La pression de service

Le terme « Pression de service », nous permet d'extraire la signification et leur objectif :

- 1-Pression maximale de service (PMS) : pression la plus élevée existant à l'intérieure d'une canalisation sous un régime hydraulique de fonctionnement permanent.
- 2-Pression maximale admissible (PMA) : pression la plus élevée qu'un composant d'une conduite en service peut supporter en régime permanent.
- 3-Pression maximale de fonctionnement (PMF) : pression la plus élevée qu'un composant d'une conduite en service peut supporter en régime de surpression transitoire.
- 4-Pression maximale d'essai (PME) : pression la plus élevée qu'un composant d'une conduite peut supporter lors de l'essai hydrostatique sur chantier avant la mise en service de cette canalisation.

Dans le cas général, on a :  $PMS \leq PMA < PMF < PME$ .

La pression maximale de service est donnée, selon le fournisseur (SERTUBI); par la formule suivante:

$$PEH = PMS + 5 \text{ bars.}$$

PEH: pression d'épreuve hydraulique (bar).

La pression maximale de fonctionnement (PMF) est limitée également à 25 bars (généralement) pour des raisons de sécurité liées à la résistance des tuyaux et l'altération des accessoires hydrauliques (vannes, ventouses, débitmètre...).

**Tableau IV.9:** Pressions pour différents points de l'adduction

N° du point	Point	C <sub>P</sub> (m)	C <sub>TN</sub> (m)	P (bar)
1	Piquage 1	761.34	684.72	7.662
2	Piquage 2	759.1	696.5	6.26

#### IV.5.4. Les frais d'investissement

Les frais d'investissement des conduites gravitaires figurent dans le tableau suivant:

**Tableau IV.10:** Frais d'investissement de la conduite gravitaire.

Diamètre en (mm)	Prix du ml (DA)	L (m)	F <sub>amort</sub> (DA)
600	22831.78	12860.48	293627650.1
900	35668.4	3105	110750382
1100	43550.48	2484	108179392.3
Investissement(DA)			512557424.4

### IV.6. Etude technico-économique de l'adduction

#### IV.6.1. Etude de l'adduction par refoulement

Le dimensionnement de la conduite d'adduction par refoulement est de trouver un diamètre économique qui permet de donner un coût de revient minimum entre les dépenses de fonctionnement et celle d'investissement.

Pour les conduites de refoulement, le choix du diamètre est lié à la consommation d'énergie de la station de pompage. En effet, plus le diamètre de la conduite est réduit, plus les pertes de charge et l'énergie dépensée sont importantes. Le diamètre optimal du refoulement correspond donc au minimum des charges annuelles d'amortissement et d'exploitation.

Dans le sens inverse, si on a un grand diamètre (augmentation de diamètre), la vitesse diminue, en parallèle les pertes de charges diminuent, donc l'énergie dépensée par la station diminue.

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

### IV.6.2.Choix de la gamme des diamètres

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

► **La formule de BRESS**

$$D = 1,5 \times \sqrt{Q} \quad (\text{IV.6})$$

► **La formule de BONNIN**

$$D = \sqrt{Q} \quad (\text{IV.7})$$

Q: débit à élever en m<sup>3</sup>/s.

D : diamètre économique en m.

La formule de BRESS a des limites, autrement dit, elle n'est pas valable pour les petits projets qui ont des longueurs de conduite inférieures ou égale à 1 Km.

A partir de ces formules, on trouve des diamètres calculés qui ne sont pas normalisés.

En ajustant ces diamètres calculés, aux diamètres normalisés, on procède à l'évaluation des frais d'exploitation et d'amortissement.

### IV.6.3.Frais d'amortissement

Ils augmentent avec l'augmentation du diamètre de la canalisation, on doit tenir compte de l'annuité(A) d'amortissement :

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

$$F_{\text{am}} = P_{\text{rc}} \times A \quad [\text{DA}]$$

P<sub>rc</sub>: prix de la conduite en (DA)[prix de la canalisation en DA/ml]

A: Amortissement annuel. On utilise la relation suivante :

$$A = \frac{i}{(i+1)^n - 1} + i \quad (\text{IV-8})$$

i: Taux d'annuité annuel, i = 8 %

n: nombre d'années d'amortissement, n = 20ans

Application numérique :

$$A = \frac{0,08}{(0,08+1)^{20} - 1} + 0,08 = 0,102 = 10.2 \%$$

d où l'amortissement annuel : A=10.2 %

### IV.6.4.Frais d'exploitation

Le frais d'exploitation dépendent des pertes de charge H engendrées dans les conduites, en plus de la hauteur géométrique pour la détermination de la hauteur manométrique, il est défini par une formule basée sur l'énergie consommé et le prix de l'unité :

$$F_{\text{ex}} = E \times e \quad \text{en [DA]} \quad (\text{IV.9})$$

E: énergie consommée par la pompe en Kw H.

e: prix unitaire d'un KWH donnée par la SONELGAZ. (e=4,67DA).

#### IV.6.5. Calcul des pertes de charge

##### IV.6.5.1. pertes de charge linéaires

Dans une adduction de refoulement, les pertes de charge linéaires dépendent de :

- 1- diamètre D de la conduite en (m);
- 2- débit Q en (m<sup>3</sup>/s);
- 3- la rugosité absolue K<sub>s</sub> exprimée en mm;
- 4- la longueur du tronçon L en (m).

La perte de charge linéaire ΔHi le long d'une conduite lors du transport d'un débit constant Q se calcul selon l'expression suivant e :

$$\Delta H_i = \lambda \times L \times \frac{V^2}{2 \times g \times D} \quad (\text{IV.10})$$

On a aussi :  $\Delta H_i = I \times L$

} : Coefficient de frottement ;

D : Diamètre intérieur de la conduite en m;

g : Accélération de la pesanteur (g ≈ 9.81 m<sup>2</sup>/s).

V: Vitesse moyenne du liquide (d'écoulement) dans la conduite en m/s.

I : gradient hydraulique en (m/m).

Le coefficient est obtenu par la formule de Nikuradzé :

$$\lambda = (1,14 - 0,86 \times \ln \frac{M}{D})^{-2} \quad (\text{IV.11})$$

##### IV.6.5.2. La viscosité cinématique de l'eau

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

$$\epsilon = \frac{0,0178}{(1 + 0,0337 \times t + 0,000221 \times t^2)} \quad (\text{IV-12})$$

t: température de l'eau en degré;

A t= 15°C on trouve v=0.0114 Stocks = 1.14×10<sup>-6</sup> m<sup>2</sup>/s.

Le coefficient de rugosité moyen dans des conduites varie de 0,03 mm à 0,1 mm (Fonte). Pour des raisons de sécurité hydraulique, le coefficient de rugosité adopté pour les calculs est pris égal à 0,1mm.

### IV.6.5.3. Pertes de charge singulières

Elles sont occasionnées par les singularités des différents accessoires de la conduite (Coude, vannes, clapets,.....).Elles sont estimées à 15 % des pertes de charge linéaires.

C'est-à-dire :  $\Delta H_s = 0,15 \times \Delta H_l$

### IV.6.5.4. Pertes de charge totales ( $H_t$ )

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

$$\Delta H_t = \Delta H_l + \Delta H_s \Leftrightarrow \Delta H_t = \Delta H_l + 0,15 \times \Delta H_l$$

$$\Rightarrow \Delta H_t = 1,15 \times \Delta H_l$$

### IV.6.6. Calcul de la hauteur manométrique totale

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

$$HMT = H_g + \Delta H_a + \Delta H_r = H_g + \Delta H_t \quad \text{(IV.13)}$$

$H_g$ : la hauteur géométrique (m).

$H_a$ : pertes de charge à l'aspiration (m).

$H_r$ : pertes de charge au refoulement (m).

### IV.6.7. Puissance absorbée par la pompe

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

$$P = \frac{g \times Q \times HMT}{\eta} \quad \text{(IV.14)}$$

: rendement de la pompe en (%) ( $\eta=80\%$ )

Q: débit refoulé par la pompe en ( $m^3/s$ )

g: pesanteur ( $9.81 m/s^2$ ).

### IV.6.8. Energie consommée par la pompe

$$E = P \times t \times 365 \quad \text{en [Kwh]} \quad \text{(IV.15)}$$

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

P: puissance de la pompe en (kW)

#### IV.7.Détermination des diamètres économiques de la conduite de refoulement

Les caractéristiques des différents diamètres des tronçons en refoulement sont données par le tableau suivant :

**Tableau IV.11:**Caractéristiques de différents tronçons de l'adduction par refoulement.

N° du tronçon	Point de départ	Point d'arrivé	Longueur géométrique (m)	Hauteur géométrique (m)
1	Sp1	R1	906.24	104.69
2	Sp2	R3	22761.74	86.34

#### Telle que :

R1 : réservoir implantée à quelque mètre de Sp1 ; R3 : réservoir projeté à Tadjenanet.

Sp2 : station de pompage implantée à Chalghoum El Aid.

Sp1 : station de pompage à la voisine de station de traitement d'Oued Athmania.

#### IV.7.1.Tronçon SP1–Réservoir R1

On a :

$$Q = 0.479 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$L = 906.24 \text{ m}$$

$$H_g = 104.69 \text{ m}$$

$$\text{Déc}_{\text{Bonnin}} = 0.692 \text{ m}$$

**Tableau IV.12:** Calcul de la HMT du tronçon du SP 1 –Réservoir R1

Diamètre en (mm)	V (m/s)		L (m)	H <sub>t</sub> (m)	HMT(m)
300	8,1358	0,0155	906,24	181,96	286,65
400	4,5764	0,0146	906,24	40,63	145,33
500	2,9289	0,0139	906,24	12,72	117,41
600	2,0339	0,0134	906,24	4,93	109,62
<b>700</b>	<b>1,4943</b>	<b>0,0130</b>	<b>906,24</b>	<b>2,21</b>	<b>106,90</b>
800	1,1441	0,0127	906,24	1,10	105,79
900	0,9039	0,0124	906,24	0,59	105,29
1000	0,7322	0,0122	906,24	0,35	105,04

**Tableau IV.13:** Calcul des frais d'amortissement du SP1-Réservoir R1

Diamètre en (mm)	Prix de ml (DA)	L (m)	F <sub>amort</sub> (DA)
300	12 336,05	906,24	1 140 301,04
400	14 910,06	906,24	1 378 233,46
500	17 885,15	906,24	1 653 240,31
600	22 831,78	906,24	2 110 489,38
<b>700</b>	<b>27 777,32</b>	<b>906,24</b>	<b>2 567 637,68</b>
800	31 722,86	906,24	2 932 349,51
900	35 668,40	906,24	3 297 061,34
1000	39 613,94	906,24	3 661 773,17

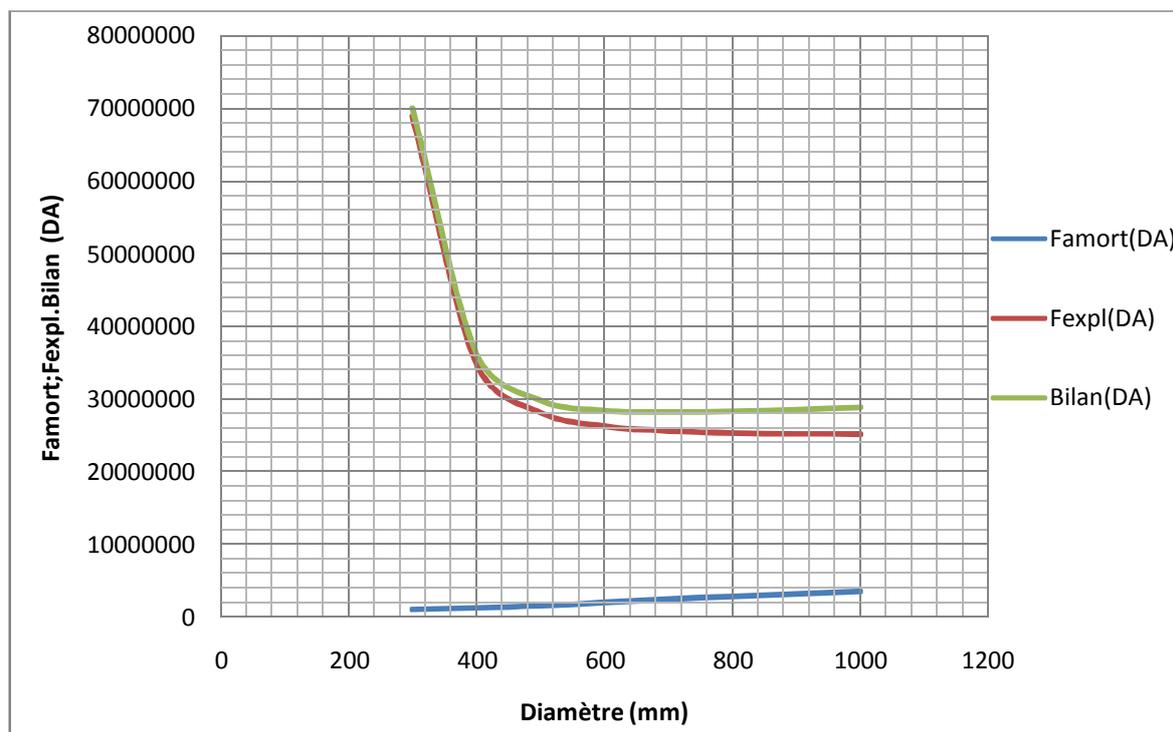
**Tableau IV.14:** Calcul des frais d'exploitation du SP 1-Réservoir R1

Diamètre en (mm)	HMT(m)	P (K Watt)	E (KWh)	F <sub>explo</sub> (DA)
300	286,65	2020,48	14749531,7	68 880 313,1
400	145,33	1024,33	7477645,62	34 920 605,1
500	117,41	827,55	6041153,52	28 212 187
600	109,62	772,63	5640236,23	26 339 903,2
<b>700</b>	<b>106,90</b>	<b>753,49</b>	<b>5500481,46</b>	<b>25 687 248,4</b>
800	105,79	745,69	5443562,63	25 421 437,5
900	105,29	742,13	5417550,32	25 299 960
1000	105,04	740,35	5404558,16	25 239 286,6

**Tableau IV.15:** Bilan du tronçon SP 1 -Réservoir R1

Diamètre en (mm)	F <sub>amort</sub> (DA)	F <sub>explo</sub> (DA)	Bilan (DA)
300	1 140 301,04	68 880 313,1	70 020 614,1
400	1 378 233,46	34 920 605,1	36 298 838,6
500	1 653 240,31	28 212 187	29 865 427,3
600	2 110 489,38	26 339 903,2	28 450 392,6
<b>700</b>	<b>2 567 637,68</b>	<b>25 687 248,4</b>	<b>28 254 886,1</b>
800	2 932 349,51	25 421 437,5	28 353 787
900	3 297 061,34	25 299 960	28 597 021,3
1000	3 661 773,17	25 239 286,6	28 901 059,8

Le diamètre économique de tronçon SP1-R1 est 700 mm avec une vitesse 1,49 m/s.



**Figure IV.1.:** Courbe de  $F_{\text{amort}}$  et  $F_{\text{expl}}$  et le bilan en fonction de diamètre (SP1-R1).

### Interprétation de la figure IV.1 :

Dans la figure, on a illustré le coût total entre l'amortissement et l'exploitation en fonction des différents diamètres possibles, et d'après la courbe d'optimisation le diamètre économique est le diamètre 700 mm.

### IV.7.2. Tronçon SP2-Réservoir R3

On a :

$$Q = 0.218 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$H_g = 86.34 \text{ m}$$

$$L = 22761.74 \text{ m}$$

$$\text{Déc}_{\text{Bonnin}} = 0.467 \text{ m}$$

**Tableau IV.16:** Calcul de la HMT du tronçon de la station de pompage Sp2-réservoir R3.

Diamètre en (mm)	V (m/s)		L (m)	H <sub>t</sub> (m)	HMT(m)
300	3,7027	0,0155	22761,74	946,65	1032,99
400	2,0828	0,0146	22761,74	211,41	297,75
<b>500</b>	<b>1,3329</b>	<b>0,0139</b>	<b>22761,74</b>	<b>66,169</b>	<b>152,51</b>
600	0,9256	0,0134	22761,74	25,63	111,97
700	0,6800	0,0130	22761,74	11,50	97,84
800	0,5207	0,0127	22761,74	5,74	92,08
900	0,4114	0,0124	22761,74	3,11	89,45
1000	0,3332	0,0121	22761,74	1,80	88,14

**Tableau IV.17:** Calcul des frais d'amortissement du tronçon de la station de pompage Sp2-réservoir R3.

Diamètre en (mm)	Prix de ml (DA)	L (m)	F <sub>amort</sub> (DA)
300	12 336,05	22761,74	28 640 576,2
400	14 910,06	22761,74	34 616 648,7
<b>500</b>	<b>17 885,15</b>	<b>22761,74</b>	<b>41 523 907,7</b>
600	22 831,78	22761,74	53 008 486,1
700	27 777,32	22761,74	64 490 533,8
800	31 722,86	22761,74	73 650 884,1
900	35 668,4	22761,74	82 811 234,4
1000	39 613,94	22761,74	91 971 584,7

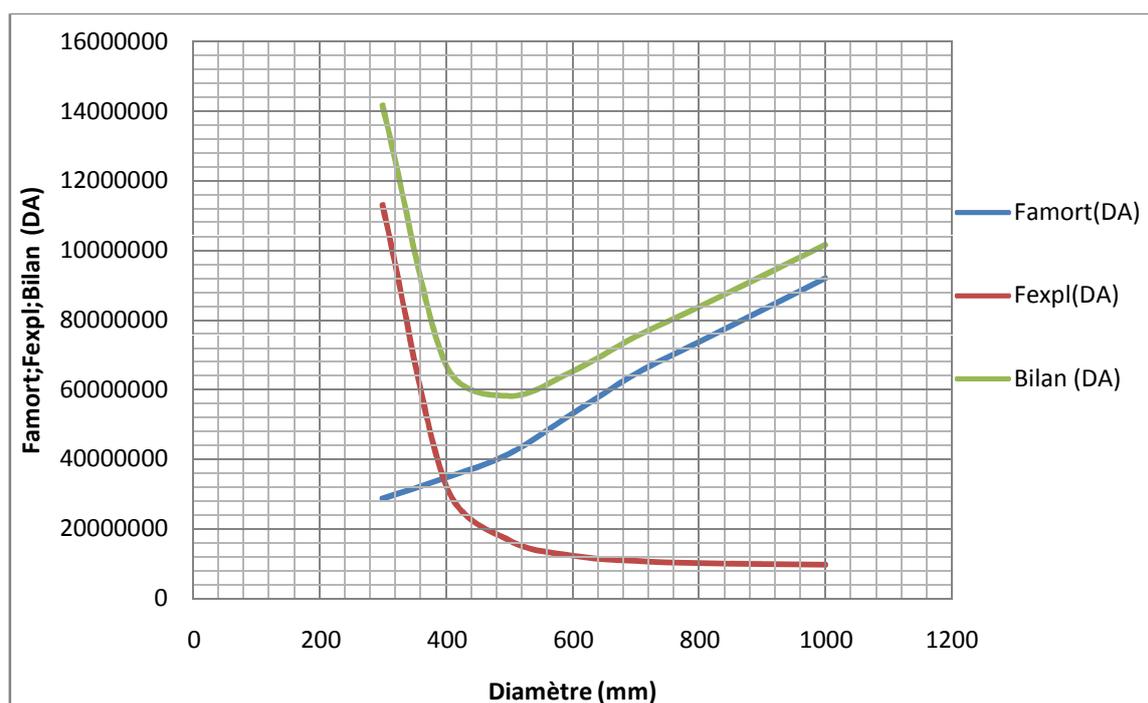
**Tableau IV.18:** Calcul des frais d'exploitation du tronçon de la station de pompage Sp2-réservoir R3.

Diamètre en (mm)	HMT(m)	P (K Watt)	E (KWh)	F <sub>explo</sub> (DA)
300	1032,99	3313,64	24189625	112 965 549
400	297,75	955,12	6972408,1	32 561 145,8
<b>500</b>	<b>152,50</b>	<b>489,22</b>	<b>3571307,97</b>	<b>16 678 008,2</b>
600	111,97	359,18	2622079,92	12 245 113,2
700	97,84	313,86	2291190,45	10 699 859,4
800	92,08	295,40	2156427,08	10 070 514,4
900	89,45	286,96	2094839,27	9 782 899,37
1000	88,14	282,75	2064078,51	9 639 246,66

**Tableau IV.19:** Bilan du tronçon de la station de pompage Sp2-réservoir R3.

Diamètre en (mm)	F <sub>amort</sub> (DA)	F <sub>explo</sub> (DA)	Bilan (DA)
300	28 640 576,2	112 965 549	141 606 125
400	34 616 648,7	32 561 145,8	67 177 794,5
<b>500</b>	<b>41 523 907,7</b>	<b>16 678 008,2</b>	<b>58 201 915,9</b>
600	53 008 486,1	12 245 113,2	65 253 599,3
700	64 490 533,8	10 699 859,4	75 190 393,2
800	73 650 884,1	10 070 514,4	83 721 398,5
900	82 811 234,4	9 782 899,37	92 594 133,8
1000	91 971 584,7	9 639 246,66	101 610 831

Le diamètre économique de tronçon SP2-R3 est 500 mm avec une vitesse 1,33 m/s.

**Figure IV.2.:** Courbe de F<sub>amort</sub> et F<sub>expl</sub> et le bilan en fonction de diamètre (SP2-R3).**Interprétation de la figure IV.2 :**

Dans la figure, on a illustré le coût total entre l'amortissement et l'exploitation en fonction des différents diamètres possibles, et d'après la courbe d'optimisation le diamètre économique est le diamètre 500 mm.

## **IV.8.Pose de canalisation et accessoires dans l'adduction**

Généralement les canalisations sont posées en tranchée, à l'exception de certain cas où elles sont posées sur le sol à condition qu'elles soient rigoureusement entretenues et protégées.

Dans notre projet, nous avons procédé à l'étude d'une adduction. Cependant pour compléter cette dernière, nous ne devons pas négliger les accessoires utilisés sur nos conduites.

### **IV.8.1.Principe de pose de canalisation [4]**

Le choix du type de pose des conduites s'effectue en fonction de la topographie du terrain et les différents types rencontrés :

- Pose en terre.
- Pose en mauvais terrains.
- Traversées des routes et voies ferrées.

### **IV.8.2.Pose en terre**

Pour la disposition des tuyaux dans les meilleures conditions, la pose en terre s'effectue dans une tranchée de largeur suffisante avec établissement des niches pour faciliter le travail lors de jointure. Cette opération s'effectue par tronçon successif, en posant des tuyaux en files bien alignés et bien nivelés, tout en commençant par les points hauts.

### **IV.8.3.Pose en mauvais terrains**

Si la conduite devra être posée en mauvais terrains, il pourra être nécessaire pour éviter les affaissements (tassement) qui rompraient la conduite où désassembleraient les joints ; de couler au fond de la tranchée une dalle en béton armé.

### **IV.8.4.Traversées des routes et voies ferrées**

Le tracé des conduites est essentiellement en plein champ sur tout le réseau. Cependant, certains tronçons coupent des routes ou des voies ferrées. Pour ces traversées les dispositions suivantes sont proposées :

- Mise en place d'un fourreau en acier par forage horizontal sous la chaussée ou la voie ferrée,
- Pose de la conduite, à l'intérieur du fourreau, sur des supports,
- Réalisation d'un bourrage, aux extrémités, entre le fourreau et la conduite, pour éviter les introductions de matériaux.
- Installation de deux vannes de sectionnement dans des regards réalisés de part et d'autre de la chaussée et aux deux extrémités du fourreau.

### **IV.9.Accessoires**

Les organes accessoires des conduites d'adduction sont les suivant : robinets-vannes, les ventouses et les clapets de retenue....etc ; ces différents organes sont installés pour :

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

#### **IV.9.1.Vannes de sectionnement**

Parmi les principaux types de vannes de sectionnement, on a :

##### **IV.9.1.1.Robinet vanne à coin (ou à opercule)**

Les robinets vannes à opercule sont des appareils de sectionnement qui doivent être complètement ouverts ou fermés. Leur encombrement est considérable comparé à celui des vannes papillon. L'arrêt est fait par un obturateur en forme de coin.

##### **IV.9.1.2.Vannes papillons**

Ce sont des vannes à survitesse, peuvent aussi bien servir pour le sectionnement que pour le réglage des débits. Ils sont d'un encombrement réduit, légers, le couple de manœuvre est faible. Elle occasionne une faible perte de charge.

### **Remarque**

Dans notre cas, on prévoit d'installer:

Les Robinets vannes à opercule sont utilisés à la côté aval de chaque pompe, à la côté d'aspiration de chaque pompe, à l'entrée des réservoirs.

Les vannes papillons sont utilisées à la sortie des réservoirs.

IV.9.1.3. Les figures des deux types de vanne



**Figure IV.3:** Robinet vanne à opercule.



**Figure IV.4:** Vanne papillon.

### IV.9.2. Les ventouses

Les ventouses sont montées pour le dégazage de la conduite et l'entrée/sortie de l'air, ces ouvrages seront installés aux points hauts des tronçons de conduite. La ventouse est montée sur la tubulure d'un té qui est directement monté sur la conduite.

Il existe deux types de ventouse :

- **Ventouse simple** (assure le dégazage des conduites à haute pression).
- **Ventouse à trois orifices** (Purge des poches, entrée rapide d'air, sortie rapide d'air)

#### IV.9.2.1. Les figures des types de ventouse :



**Figure IV.5:** Ventouse simple.



**Figure IV.6:** Ventouse à trois fonctions.

### **IV.9.3.Vidanges :(points bas)**

Ce sont des ouvrages installés au niveau des points les plus bas des tronçons de conduites. Chaque ouvrage de point bas abrite un système de vidange de la conduite. Ce système est composé d'un té monté directement sur la conduite principale sur lequel est montée une vanne fermée pendant le fonctionnement normal de la conduite. Sur la vanne est installé un tuyau de même diamètre qui remonte verticalement jusqu'au niveau du terrain naturel pour permettre l'évacuation de l'eau à l'extérieur de l'ouvrage.

### **IV.9.4.Soupape de décharge**

Les soupapes de décharge ont pour fonction d'assurer la protection des conduites contre tout accroissement excessif de la pression par l'évacuation automatique et sans délai d'un certain débit lorsque la pression hydraulique dans la conduite dépasse un seuil prédéterminé

### **IV.9.6.Crépine**

La crépine a pour but de :

- Eviter l'entrée accidentelle de corps solides dans la pompe.
- Eviter les rentrées d'air.
- Son installation dans chaque conduite de départ (la conduite d'aspiration) à l'intérieur des réservoirs.

Les organes de raccordement sont nécessaires pour le changement de diamètre ou de direction du conduit ; et même pour le montage des autres accessoires ;

### **IV.9.7. Les joints de démontage**

Ces joints devront permettre le démontage et le montage de l'ensemble des vannes et autres appareillages implantés sur les tuyauteries.

Ce type de joint sera de construction acier, dimensionné en fonction du diamètre des tuyauteries et de la pression maximale de service.

Il sera constitué par deux manchettes coulissant l'une dans l'autre et pourvues à chacune de leur extrémité de bride d'assemblage. L'assemblage du joint de démontage entre appareillage et tuyauterie est assuré par des tirants filetés.

### **IV.9.8.Les coudes**

Les coudes sont des accessoires utiles surtout pour les réseaux maillé et ramifié, lorsque la conduite change de direction. Généralement, les coudes sont maintenus par des massifs de butées.

### **IV.9.11.Mesure de pression**

Parmi les appareils les plus utilisés ; on a :

#### **➤ Manomètres à aiguilles**

Dans les manomètres à aiguille, le mouvement est transmis à l'aiguille soit par un secteur denté soit par un levier soit par une membrane. L'avantage de cette transmission est la facilité d'étalonnage et son inconvénient réside dans usure rapide de la denture surtout si le manomètre subit des vibrations.



**Figure IV.7:** Manomètre.

## Conclusion

L'étude technico-économique de l'adduction nous a permis de récapituler ce qui suit :

- Parties gravitaires :
  - a) Deux tronçons ; le premier (piquage1-piquage2) a une longueur de 2160 m, avec un diamètre de 1100mm, et le deuxième (piquage2-bâche1) a une longueur de 2700 m, avec un diamètre de 900 mm.
  - b) Le tronçon (R1-Chambre de répartition) a une longueur de 11183.03m, avec un diamètre de 600mm, et deux autres tronçons (Chambre de répartition-R2), et (Chambre de répartition-bâche2), successivement de diamètre de 450mm et de 400mm.
- Parties par refoulement ; La première conduite de refoulement (tronçon : SP1-Réservoir R1) à une longueur de 906.24 m, avec un diamètre de 700 mm, et la deuxième conduite (tronçon : SP2-réservoir R3) à une longueur de 22761.74 m, avec un diamètre de 500 mm.

**CHAPITRE V**

**ETUDE DU POMPAGE**

## Introduction

Depuis les premiers âges de l'humanité, l'homme transportait l'eau de sa source au lieu de consommation en utilisant son effort ou par utilisation des bêtes jusqu'à nos jours après le développement industrielle ; la méthode est remplacée par le refoulement en utilisant des techniques de la connexion entre les ressources et les pompes.

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

## V.1.Définition

Une pompe est un système d'élévation d'eau, c'est la transformation d'énergie mécanique en énergie hydraulique composée par des organes différents. La pompe est entraînée par un moteur électrique.

Elle peut être une pompe à axe :

- 1-horizontal.
- 2-vertical.
- 3-oblique.

## V.2.Couplage des pompes

On distingue deux types de couplage des pompes :

### V.2.1.Le couplage en série

Ce mode est utilisé pour des hauteurs d'élévation importantes ou des hauteurs d'élévation variables dans le temps.

### V.2.2.Le couplage en parallèle

Ce type de couplage est utilisé en vue de l'augmentation du débit refoulé par les pompes.

#### Remarque

Dans notre cas, on utilise le couplage en parallèle.

**-Un seuil de sécurité :** (niveau très haut et très bas dans le réservoir dans le réservoir de refoulement ainsi que dans la bache d'aspiration de la station).

En cas de panne d'une pompe, la pompe de secours sera automatiquement mise en service.

## V.3.Critère de l'emplacement de la station de pompage

1-Il ne faut jamais construire la prise d'eau, la station de pompage, dans les zones sismiques et les zones non stables, respectez les normes : distance minimale entre la station de pompage un aéroport et une prise d'eau doit être 30 km.

2-Pour les terrassements et pour l'implantation de la station de pompage il est nécessaire de :

- Prévoir L'accès à tous les ouvrages.
- Prévoir une plate forme avec un revêtement routier.
- Utiliser les moyens de dérivation des eaux pluviales (drainage).

- Prévoir une cote du planché de rez-de-chaussée de telle manière à dépasser celle de plate forme de 0,15 à 0,5m.
- Prévoir la verdure autour de la station de pompage pour l'environnement.

### V.3.1.La surpression

Dans certains cas où les réseaux sont très importants et en ayant des immeubles hauts, elle se révèle une chute de pression aux niveaux des points les plus défavorables (les plus hauts, les plus loin...).

Pour éviter ce problème, on utilise la surpression pour compenser le déficit en terme de hauteur d'eau.

Le surpresseur est un ensemble de pompes couplées entre elles en série ou en parallèle dans le but d'avoir une pression compensatrice.

Les surpresseurs sont généralement utilisés pour :

- 1-les grands immeubles (réseaux verticaux) ;
- 2-les industries demandant de grandes pressions ;
- 3-les réseaux à injection directe.

### V.4.Choix du type de pompe

- **Les critères de choix du type de pompe sont :**
  - Assurer le débit appelé **Qapp** 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.

#### V.4.1.Différents types de pompes

On distingue deux grandes familles de pompes

1-les pompes volumétriques dont l'écoulement résulte d'une variation de volume de l'espace occupé par le liquide.

2- les pompes dynamiques (turbopompes) où le mouvement du fluide est généré par la force centrifuge.

##### V.4.1.1.Pompes volumétriques

Elles utilisent la variation de volume pour déplacer le fluide. Le rendement volumétrique est le rapport entre le volume réellement aspiré et le volume engendré.

- 1- pompe volumétrique à vis.
- 2 -pompe volumétrique à engrenage.
- 3- pompe volumétrique à palettes.
- 4- pompe volumétrique à plateau excentrique.

### V.4.1.2. Turbopompes

Selon la forme de la roue et la trajectoire du filet d'eau, Il existe trois classes de turbopompes :

- 1- Les pompes centrifuges, à écoulement radial ; utilisées le plus souvent pour des hauteurs d'élévation importantes.
- 2- Les pompes hélices, à écoulement axial ;
- 3- Les pompes hélico centrifuges, à écoulement mixte.

### V.4.2. Choix du nombre de pompes

• Les critères de choix du nombre de pompes sont :

- Nombre de pompes n minimal.
- Meilleur rendement( ).
- Charge nette d'aspiration requise (NPSH)<sub>r</sub> minimale.
- Nombre d'étage minimal.
- Puissance absorbée minimale.
- 

### V.4.3 Choix du nombre de pompe de secours

Après la détermination du nombre de pompes on choisit le nombre du pompe de secours telle que : Si on a :  $N < 4$  ; on prend 1 pompe de secours.

$4 < N < 6$  ; 2 pompes de secours.

$N < 6$  ; 3 pompes de secours.

### V.4.4. Refoulement SP1 – Réservoir R1(RT) de Chalhoun El Aid.

**Tableau V.1:** Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre (Chalhoun El Aid)

N	Q appelé (m <sup>3</sup> /h)	Hmt appelée (m)	Type de pompe	Hmt (m)	( %)	Vitesse (tr/min)	Nbre d'étage	P <sub>abs</sub> K <sub>w</sub>	(NPSH) <sub>r</sub> (m)	Ø <sub>Roue</sub> mm
3	159.67	106.9	-	-	-	-	-	-	-	-
4	119.75	106.9	-	-	-	-	-	-	-	-
5	95.8	106.9	PM125/2D	104	67.4	2900	2	160	12	310
<b>6</b>	<b>79.83</b>	<b>106.9</b>	<b>PM125/2E</b>	<b>106</b>	<b>72.1</b>	2900	<b>2</b>	<b>132</b>	<b>7.69</b>	<b>310</b>

A partir du ce tableau, on déduit que la variante d'une (06) pompes est la meilleure du point de vue rendement, puissance absorbée et nombre de pompes.

### Conclusion

On opte pour un nombre de pompe de six (06) en plus de deux pompes de secours. Ces huit (08) pompes sont identiques de type **PM125/2E CAPRARI**.

**V.4.5.Refolement Sp2 – Réservoir R3 de Tadjenamet**

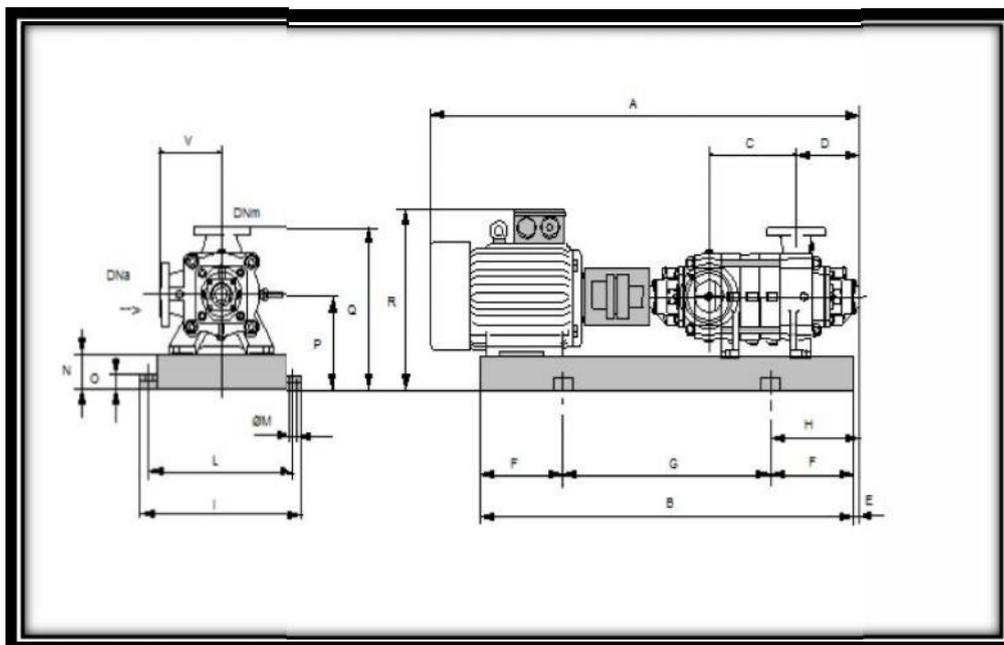
**Tableau V.2:** Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre (Tadjenamet)

n	Q appelé (m <sup>3</sup> /h)	HMT appelée (m)	Type de pompe	HMT (m)	( % )	Vitesse (tr/min)	Nbre d'étage	P <sub>abs</sub> Kw	(NPSH) <sub>r</sub> (m)	Ø <sub>Roue</sub> (mm)
1	218	152.51	-	-	-	-	-	-	-	-
2	109	152.51	PM125/2A	157	70.2	2900	2	250	19.1	250
3	<b>72.67</b>	<b>152.51</b>	<b>PM125/2C</b>	<b>155</b>	<b>76.3</b>	<b>2900</b>	<b>2</b>	<b>160</b>	<b>6.48</b>	<b>250</b>
4	57.5	152.51	PM125/3F	169	74.7	2900	3	200	4.55	250

A partir du ce tableau, on déduit que la variante d'une (03) pompes est la meilleure du point de vue rendement, puissance absorbée et nombre de pompes.

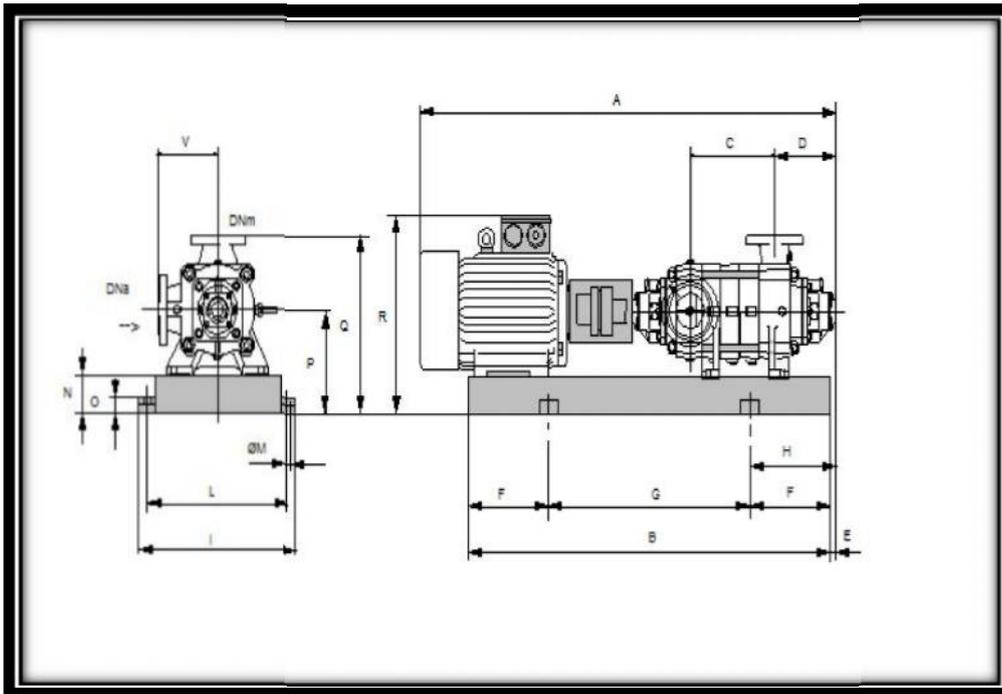
**Conclusion**

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 **PM125/2C CAPRARI**.



- A = 2128      E = 181      M = 22      V = 320
- B = 1730      F = 300      N = 160
- C = 245      G = 1130      O = 50
- D = 337      H = 481      P = 475
- DNa = 150      I = 760      Q = 795
- DNm = 125      L = 710      R = 941

**Figure V.1 :** Schéma de la pompe du projet (Station de pompage SP1).



A = 2198	E = 181	M = 22	V = 320
B = 1730	F = 300	N = 160	
C = 245	G = 1130	O = 50	
D = 337	H = 481	P = 475	
DNa = 150	I = 760	Q = 795	
DNm = 125	L = 710	R = 941	

Figure V.2 : Schéma de la pompe du projet (Station de pompage SP2).

**V.5.Courbes caractéristiques des pompes :**

Pour chaque pompe, et pour une vitesse de rotation, et un diamètre de la roue donnés, on distingue les courbes caractéristiques suivantes : [H-Q] ; [P<sub>abs</sub> - Q] ; [y<sub>p</sub> - Q] ; [(NPSH)<sub>r</sub> - Q].

**1. Courbe hauteur-débit H=f(Q) : [H-Q]**

Cette courbe exprime les variations des différentes hauteurs de relèvement en fonction du débit.

**2. Courbe de rendement-débit = f(Q) ; [y<sub>p</sub> - Q]**

Le rendement est fourni par le constructeur de la pompe en fonction du débit sous forme de courbes iso-rendement.

**3. Courbe des puissances-débit P=f(Q) [P<sub>abs</sub> - Q]**

Cette courbe représente la puissance nécessaire sur l'arbre de transmission en fonction du débit.

**4. Courbe de la NPSHr =f(Q) [(NPSH)<sub>r</sub> - Q].**

N P S H : hauteur de charge nette absolue ou (Net Positive Suction Head)

(NPSH)<sub>r</sub> requis que l'on traduise par la charge nette à l'aspiration.

Cette caractéristique montre l'évolution de la perte de capacité d'aspiration de la pompe lorsque son débit augmente.

Les courbes caractéristiques de la pompe [H-Q], [P - Q], [y<sub>p</sub> - Q], [(NPSH)<sub>r</sub> - Q]. Sont représentées par la figure suivante pour la première station de pompage et pour la deuxième.

A) Les courbes caractéristiques de la pompe de type PM125/2E;(SP 1).

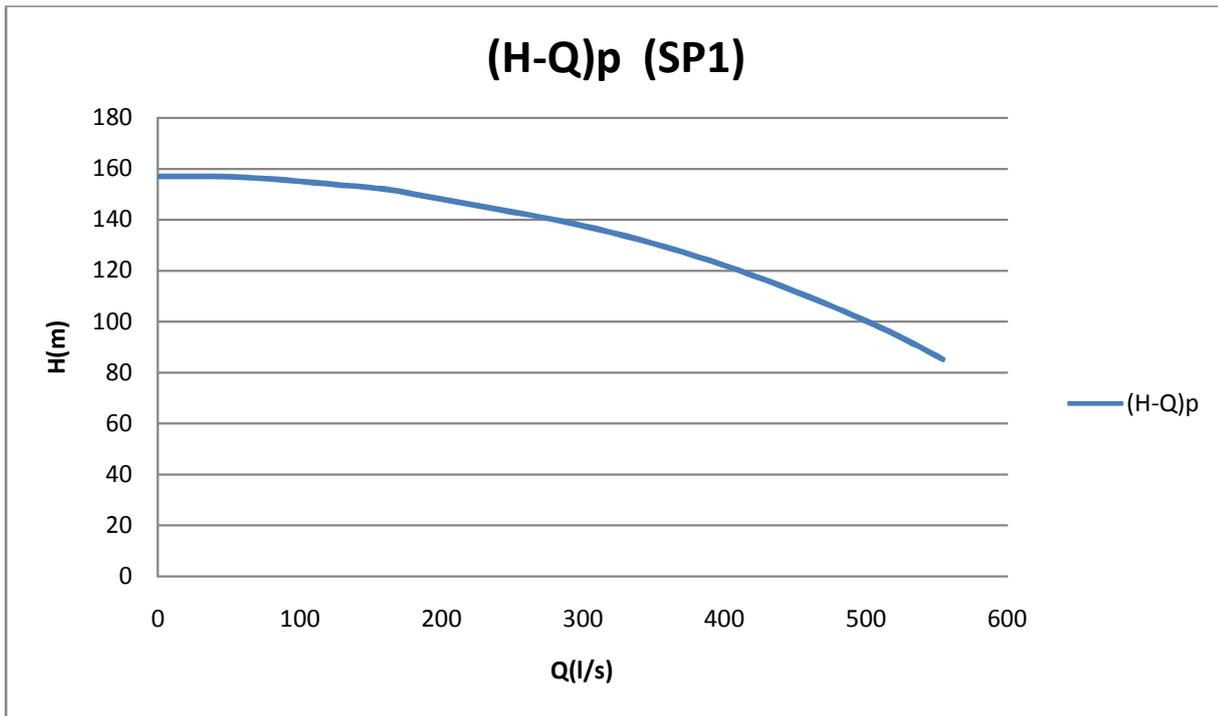


Figure V.3-A : Courbe caractéristique [H-Q] de la pompe (SP 1).

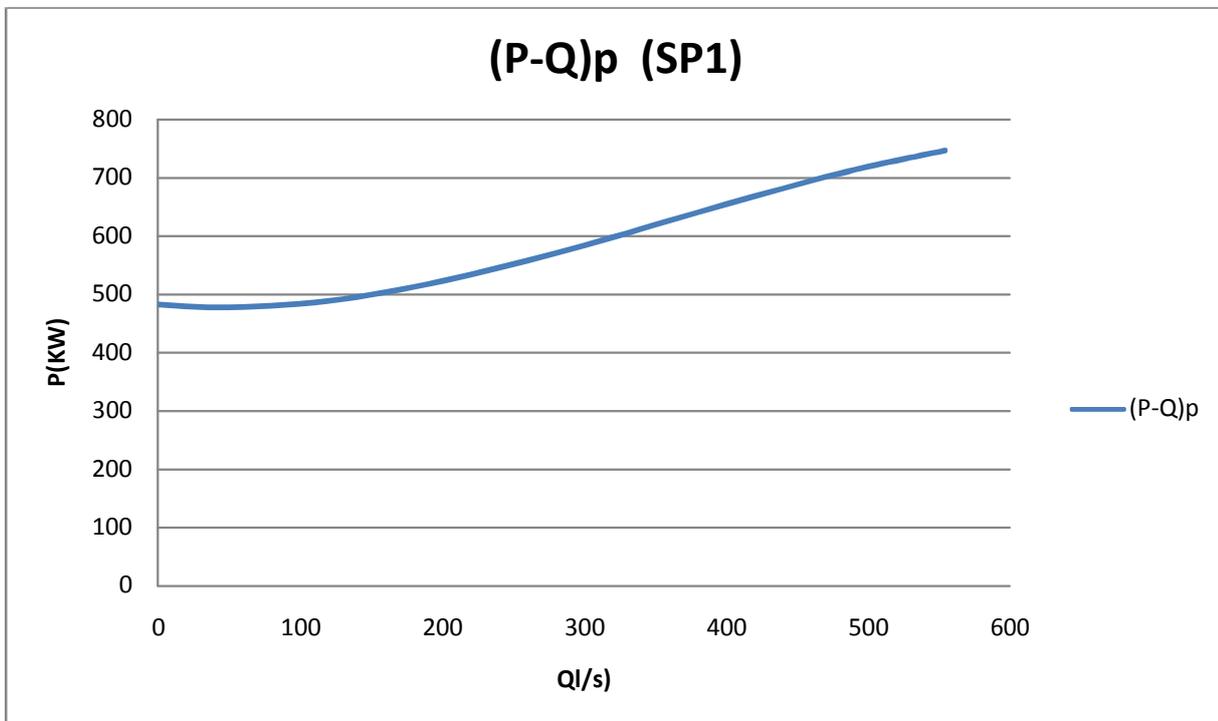
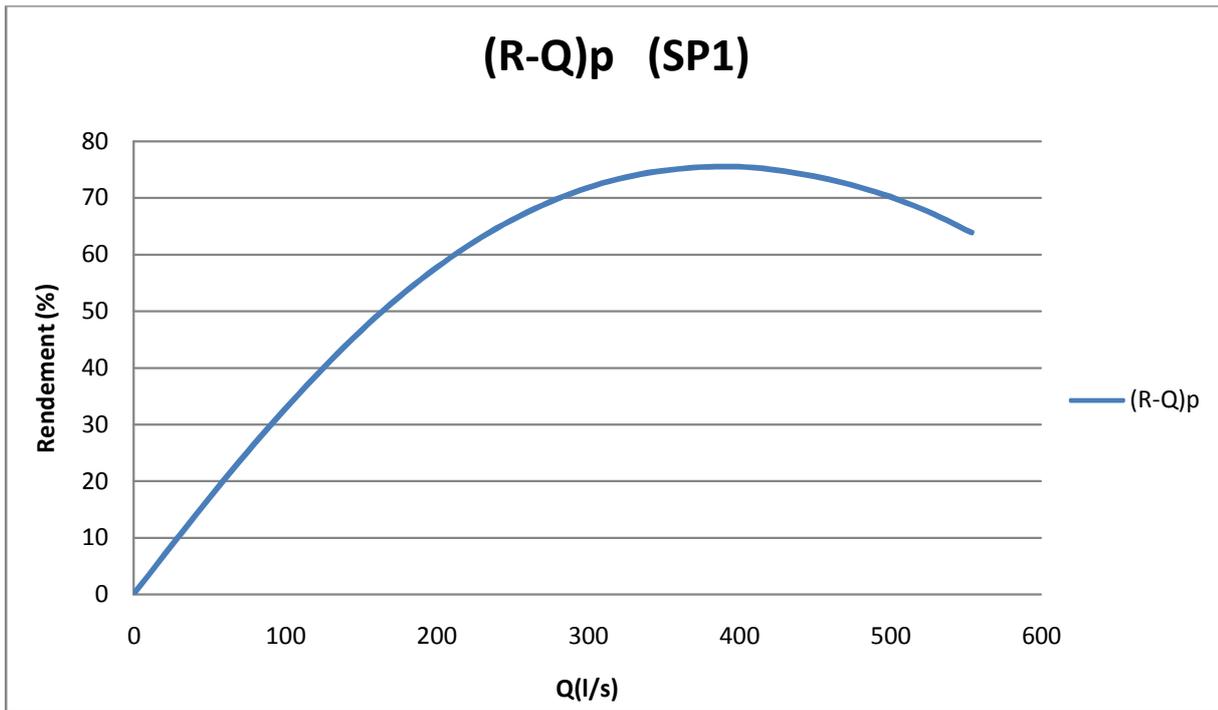
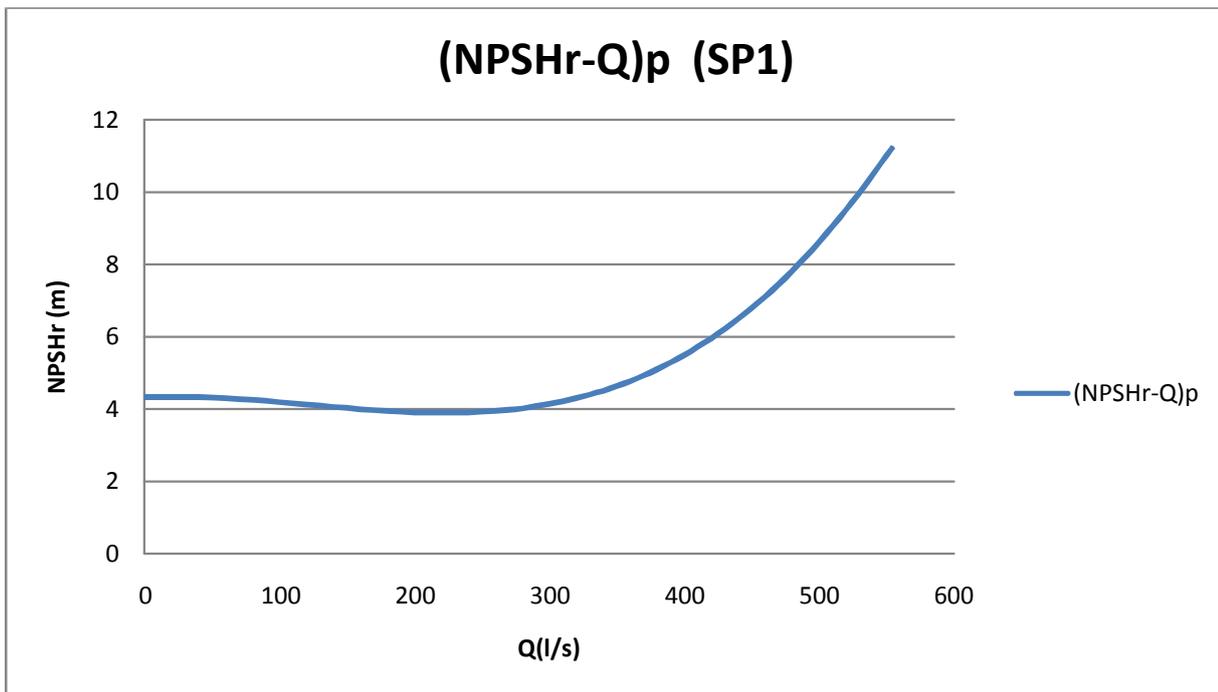


Figure V.4-A : Courbe caractéristique [ $P_{abs}$  - Q] de la pompe (SP 1).

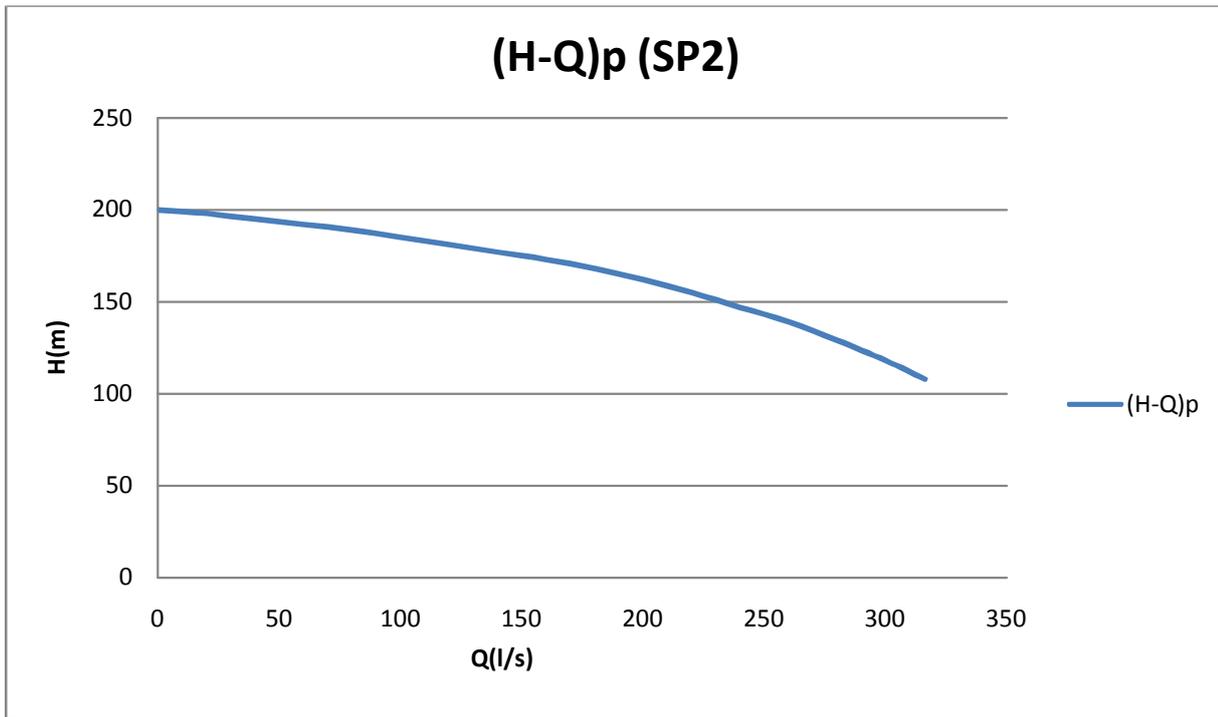


**Figure V.5-A :** Courbe caractéristique  $[y_p - Q]$  de la pompe (SP 1).

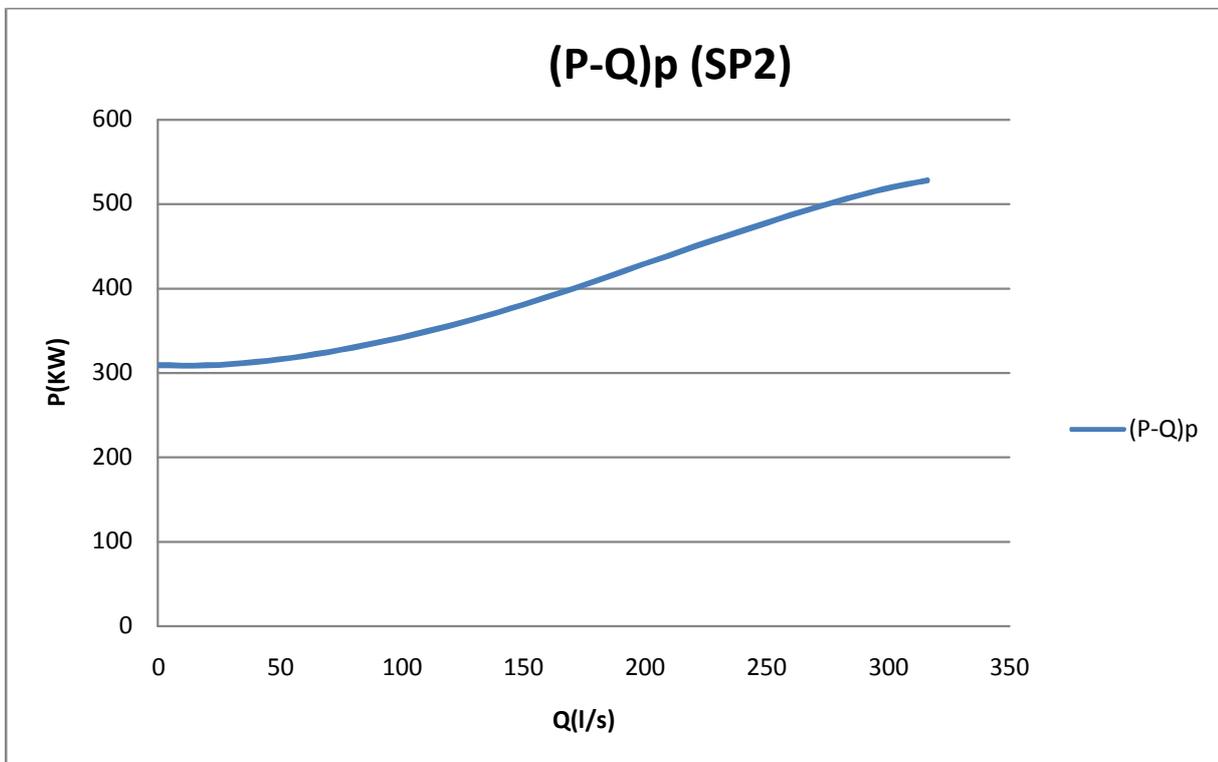


**Figure V.6-A :** Courbe caractéristique  $[(NPSH)_r - Q]$  de la pompe (SP 1).

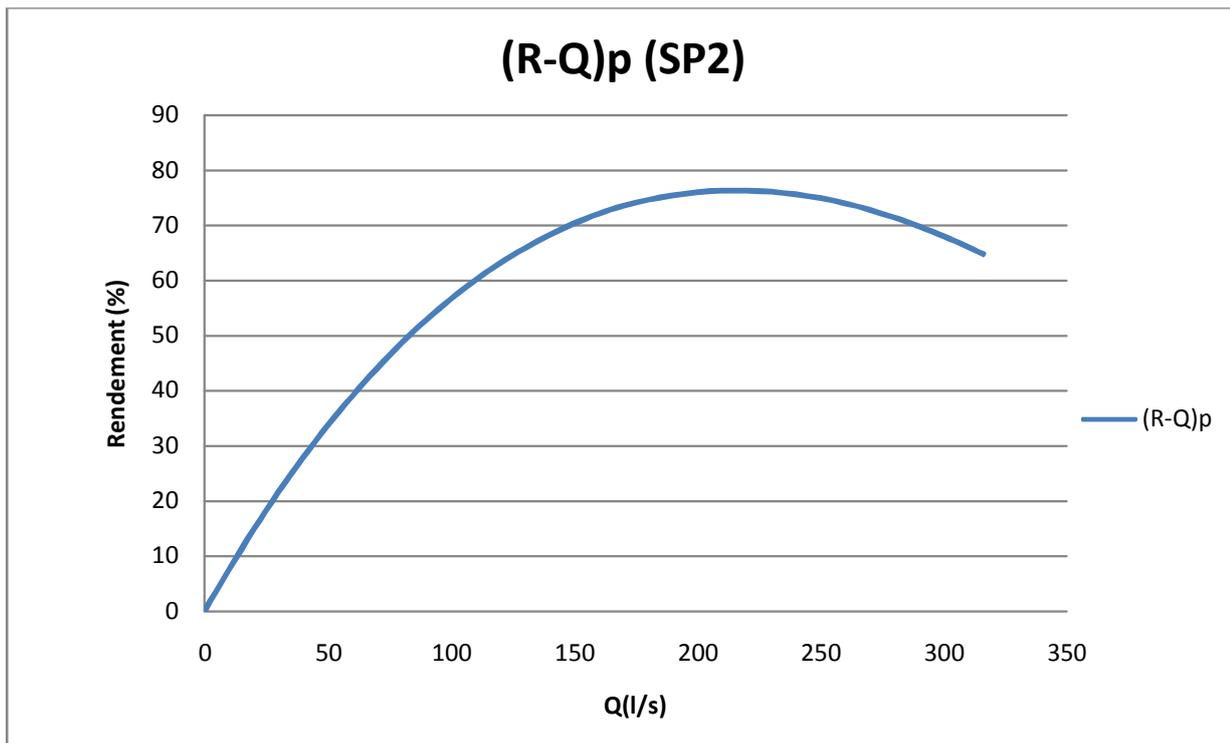
**B) Les courbes caractéristiques de la pompe de type PM125/2C;(SP 2).**



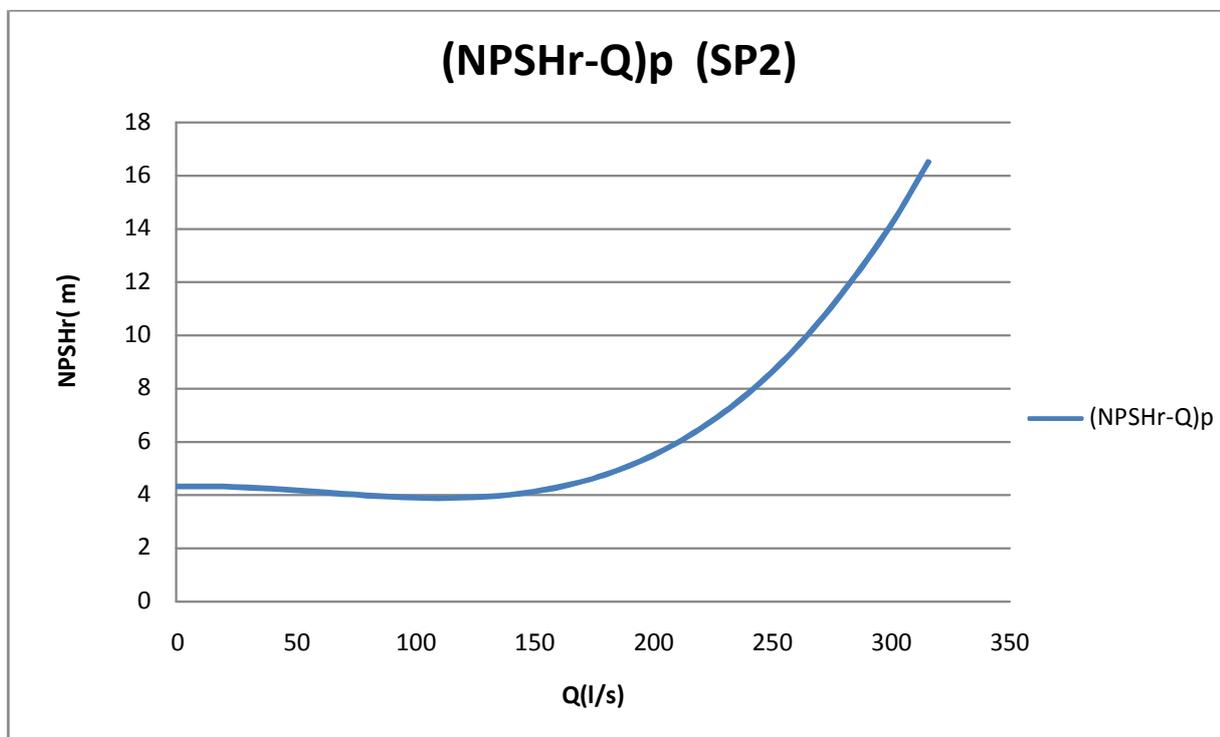
**Figure V.3-B :** Courbe caractéristique [H-Q] de la pompe (SP 2).



**Figure V.4-B :** Courbe caractéristique [ $P_{abs}$  - Q] de la pompe (SP 2).



**Figure V.5-B :** Courbe caractéristique [ $y_p - Q$ ] de la pompe (SP 2).



**Figure V.6-B :** Courbe caractéristique [(NPSH)<sub>r</sub> - Q] de la pompe (SP 2).

### V.6. Point de fonctionnement d'une pompe [5]

Chaque station de pompage a un point de fonctionnement qui montre toutes les informations nécessaires pour la bonne installation, et le meilleur rendement. Ce point est obtenu par l'intersection de la courbe caractéristique de la pompe  $(H-Q)_p$ , et la courbe caractéristique de la conduite de refoulement  $(H-Q)_c$  avec :

$(H-Q)_p$  : donnée par le constructeur de la pompe,

$(H-Q)_c$  : déterminé par l'utilisateur, est calculé par l'équation suivante :

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

Avec :

$H_g$  : hauteur géométrique (m) ;

$\Delta h_t$  : Perte de charge totale occasionnée par la conduite (m) ;

$$\Delta h_t = (1,1 - 1,15) * \Delta h_p^{lin} \quad (\text{V-2})$$

Avec :

$\Delta h_p^{lin}$  : Perte de charge linéaire (m) ;

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

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

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

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

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

$g$  : accélération de la pesanteur ( $9,81m/s^2$ ).

#### V.6.1. Refoulement SP 1 - Réservoir R1

**Tableau V.3** : Calcul de la courbe caractéristique de la conduite de refoulement SP 1 - Réservoir R1.

N°	6Q (l/s)	$H_g$ (m)	$L_{ref}$ (m)	$D_{ec}$ (mm)	$\}$	$\Delta h_p^{lin}$ (m)	$\Delta h_t$ (m)	$H_c$ (m)
1	0	104,69	906,24	700	0,013	0	0	104,69
2	80	104,69	906,24	700	0,013	0,03	0,04	104,73
3	160	104,69	906,24	700	0,013	0,15	0,17	104,86
4	240	104,69	906,24	700	0,013	0,33	0,38	105,07
5	320	104,69	906,24	700	0,013	0,59	0,68	105,37
6	400	104,69	906,24	700	0,013	0,93	1,07	105,76
7	480	104,69	906,24	700	0,013	1,33	1,53	106,23
8	560	104,69	906,24	700	0,013	1,82	2,09	106,78

### Conclusion

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

$$\text{sont : } \begin{cases} Q_{pf} = 480l/s \approx Q_{app} = 479l/s \\ H_{pf} = 107.26m \approx H_{app} = 106.9m \end{cases}$$

La courbe caractéristique de la conduite de refoulement et le point de fonctionnement de la pompe sont donnés dans la figure (V-7).

### V.6.2.Refoulement SP 2 - Réservoir R3

**Tableau V.4 :** Calcul de la courbe caractéristique de la conduite de refoulement SP 2 - Réservoir R3.

N°	3Q (m <sup>3</sup> /h)	H <sub>g</sub> (m)	L <sub>ref</sub> (m)	D <sub>ec</sub> (mm)	}	$\Delta h_p^{lin}$ (m)	$\Delta h_t$ (m)	H <sub>c</sub> (m)
1	0	86,34	22761,74	500	0,014	0	0	86,34
2	40	86,34	22761,74	500	0,014	1,34	1,55	87,89
3	80	86,34	22761,74	500	0,014	5,39	6,21	92,55
4	120	86,34	22761,74	500	0,014	12,14	13,96	100,31
5	160	86,34	22761,74	500	0,014	21,58	24,83	111,17
6	200	86,34	22761,74	500	0,014	33,73	38,79	125,13
7	240	86,34	22761,74	500	0,014	48,57	55,86	142,20
8	280	86,34	22761,74	500	0,014	66,11	76,03	162,37
9	320	86,34	22761,74	500	0,014	86,35	99,31	185,65

### Conclusion

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

$$\text{sont : } \begin{cases} Q_{pf} = 246l/s > Q_{app} = 218l/s \\ H_{pf} = 143.20m < H_{app} = 152.51m \end{cases}$$

La courbe caractéristique de la conduite de refoulement et le point de fonctionnement de la pompe sont donnés sur la figure (V-8).

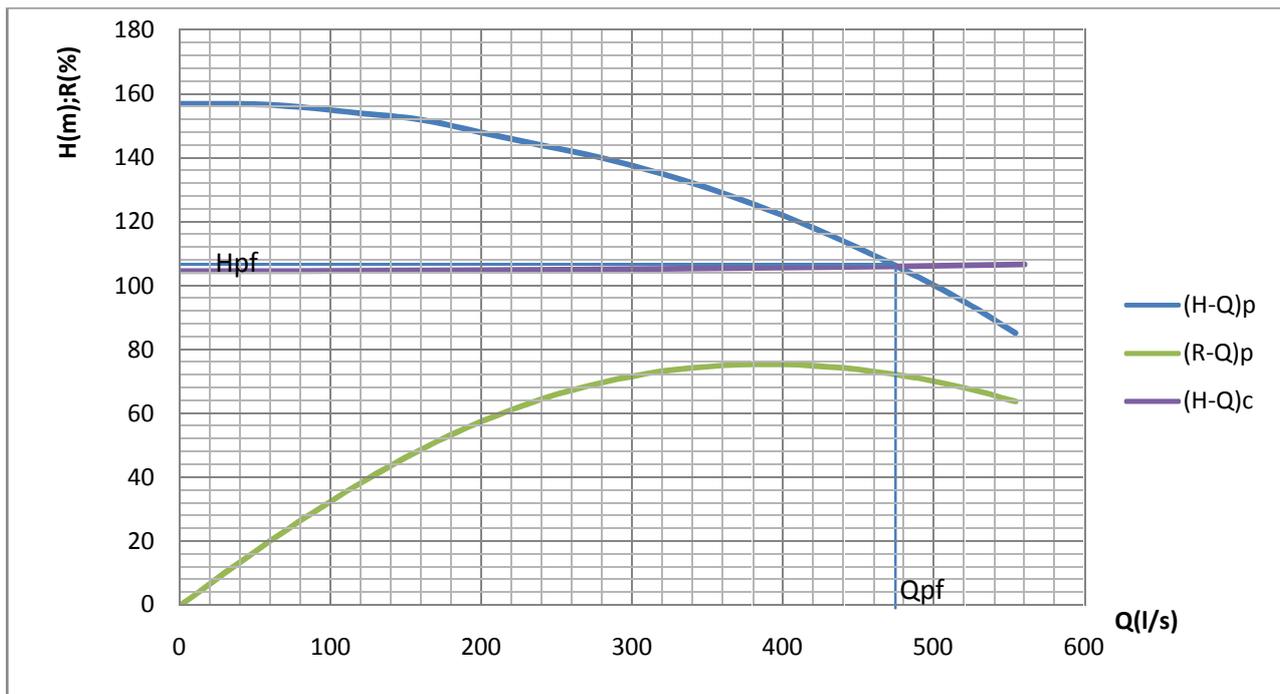


Figure V.7: Point de fonctionnement des pompes de SP1 ( $H_c$  pour 6Q).

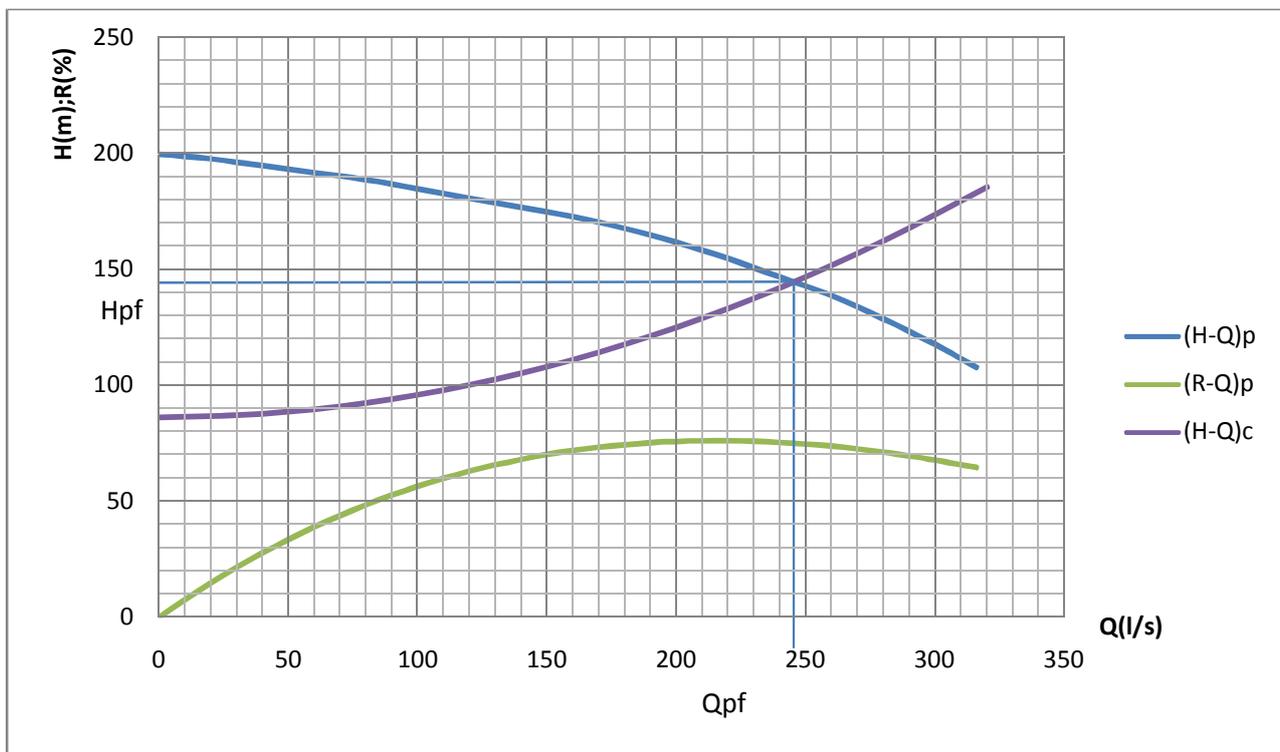


Figure V.8: Point de fonctionnement des pompes de SP2 ( $H_c$  pour 3Q).

### V.7.Régulation du débit [2]

Selon le débit du point de fonctionnement, on distingue deux cas :

#### V.7.1.Débit disponible (débit de point de fonctionnement) > Débit appelé

C'est-à-dire le débit pompé est supérieur à la demande donc nous serons obligés de proposer un mode de réglage. Ce dernier est un procédé qu'on fait pour équilibrer le fonctionnement de la pompe selon la demande du réseau, on distingue plusieurs types de mode de réglage comme :

**1-Réglage qualitatif :** Il consiste à varier la vitesse de rotation de la pompe si cela est possible (c'est-à-dire qu'on a un moteur à vitesse variable), jusqu'à atteindre le débit demandé (appelée).

**2-Réglage quantitatif:** C'est la fermeture partielle de robinet vanne de refoulement, ce qui engendre des pertes de charges singulières qui vont déplacées la caractéristique de la conduite vers les faibles débits. Cette méthode est très coûteuse d'un point de vue énergétique.

Le rendement après vannage ça sera :

$$y_{ap, van} = y_{av, van} * \frac{H_{avant, vannage}}{H_{après, vannage}} \quad (V-4)$$

$y_{ap, van}$  : Rendement après le vannage (%) ;

$y_{av, van}$  : Rendement avant le vannage (%) ;

$H_{avant vannage}$  : la hauteur manométrique avant vannage (m) ;

$H_{après vannage}$  : la hauteur manométrique après vannage, avec :

$$H_{après vannage} = H_{avant vannage} + h_v \quad (V-5)$$

**Telle que :**

$h_v$  : perte de charge engendré par la fermeture de la vanne de refoulement,

$$h_v = H'_c - H_{avant, vannage} \quad (V-6)$$

$H'_c$  : hauteur correspondant à la projection du débit demandé sur la courbe caractéristique de la pompe ( $H-Q$ )<sub>p</sub> en (m).

**3-Rognage :** C'est la diminution du diamètre extérieur de la roue ( $D_2$ ) de la pompe de telle façon à refouler le débit appelé.

► **Le taux de rognage dépend de la vitesse spécifique :**

$$N_s=60-120 \quad r=(15-20)\%$$

$$N_s=120-200 \quad r=(10-15)\%$$

$$N_s=200-300 \quad r=(5-10)\%$$

$$N_s : \text{la vitesse spécifique. } N_s = n \frac{\sqrt{Q}}{H^{\frac{3}{4}}} \quad (V-7)$$

$r$  : le taux de rognage.

Pour le rognage en utilisant les lois de similitude, on a obtenu l'équation de la droite de rognage :

$$H = \frac{H_{app}}{Q_{app}} * Q \quad (V-8)$$

$Q_{app}$  : débit demandé ou débit appelé ;

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

### ► Le pourcentage de rognage

$$R = (1-m)*100 \quad (\text{V-9})$$

R : pourcentage de rognage (%) ;

Et : **m** : coefficient de rognage ;

$$m = \sqrt{\frac{Q_{app}}{Q_E}} \quad (\text{V-10})$$

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

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

Avec : 
$$d = m * D_2 \quad (\text{V-11})$$

$D_2$  : diamètre extérieure de la roue initiale.

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

### 4-Augmentation des pertes de charge dans les conduites de refoulement

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

### 5-Diminution de temps de pompage

C'est le meilleur, à condition que la pompe refoule directement dans le réservoir, et que l'offre bien supérieure à la demande.

On détermine le volume d'eau refoulé dans le réservoir pendant un temps de 20 heures de fonctionnement :

$$V = Q_d * T \quad (\text{m}^3). \quad (\text{V-12})$$

Le temps de pompage sera réduit de quelques heures est égale à :

$$T_1 = \frac{V}{Q_{pf}} \quad (\text{heures}) \quad (\text{V-13})$$

$Q_{pf}$  : débit au point de fonctionnement.

$Q_d$  : débit demandé ou appelée.

### 6-Réglage par By-pass

Le principe du réglage de débit par By-pass consiste à dériver une partie du débit au refoulement pour le réinjecter à l'aspiration. Cette méthode est d'un point de vue énergétique pas très rationnelle.

### 7-Introduction d'air

A la côté d'aspiration, mais à condition que la pompe ne Cavite pas.

#### V.7.2.Débit disponible < Débit appelé

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

**1-Qualitatif** : augmentation de la vitesse de rotation de la pompe

**2-Changement de type de pompe.**

**V.7.3.Refolement : SP 1 - Réservoir R1**

Pour la station de pompage SP1 ; le réglage n'est pas nécessaire parce que on a le débit et la hauteur manométrique voulus.

**V.7.4.Refolement : SP 2 – Réservoir R3**

Parmi les modes de réglage on applique trois méthodes comme ; le vannage, le rognage et diminution de temps de pompage :

**1) Premièrement le vannage:**

Après la projection du débit demandé sur la courbe caractéristique de la pompe (H-Q)<sub>p</sub>

On trouve que  $H_c = 156\text{m}$  ;

Et aussi :  $h_v = 156 - 152.51 = 3.49\text{m}$

► Pour la détermination du rendement après vannage on a :

$$y_{av,van} = 76.3\%$$

$$y_{ap,van}^{inst} = 76.3 * \frac{152.51}{156} \Rightarrow y_{ap,van}^{inst} = 74.59\%$$

► La puissance absorbée par une pompe :

On a pour une pompe  $Q = \frac{Q_{app}}{n}$  avec : n : nombre de pompes en parallèle

$$Q = \frac{218}{3} \Rightarrow Q = 72.666\text{l/s}$$

► La puissance sera :  $P_{abs} = \frac{9.81 * 0.072666 * 156}{0.7459} \Rightarrow P_{abs} = 149.08\text{ Kw.}$

**2) Deuxièmement le rognage**

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

$$H = \frac{152.51}{218} * Q \quad ; \text{ On trouve : } H = 0.6995Q$$

**b) Le coefficient de rognage**

$$m = \sqrt{\frac{218}{220}} \quad \text{donc } m = 0.995$$

► Le diamètre de la roue après le rognage, sera :  $d = 250 * 0.995 = 248.75\text{ mm}$

► La vitesse spécifique :

$$N_s = 2900 * \frac{\sqrt{0.072666}}{\frac{3}{152.51^4}} = 18.01$$

**c) Le rendement de rognage**

On a :  $R = (1 - 0.99) * 100 = 1$  alors  $R\% = 1\%$ , il est inférieur à 15%.

Donc on conclue que le rognage est une solution efficace.

-La puissance absorbée :  $P_{abs} = \frac{9,81 * 0.072666 * 152.51}{0,763} \Rightarrow P_{abs} = 142.486 \text{KW}$ .

**d) Diminution du temps de pompage**

A partir de débit appelé on peut extraire le volume d'eau à refouler :

$$V = Q_{app} * T \text{ avec } T : \text{ temps de pompage initial (T=20heurs)}$$

$$\text{Donc : } V = 784.8 * 20 = 15696 \text{ m}^3$$

Donc le temps de pompage sera :

$$T_1 = \frac{V}{Q_{pf}} = \frac{15696}{885.6} = 17 \text{h } 44 \text{min}$$

-La puissance absorbée par la pompe :

$$P_{abs} = \frac{9,81 * 0.246 * 152.51}{0.763} \Rightarrow P_{abs} = 482.36 \text{KW}$$

e)By-pass.

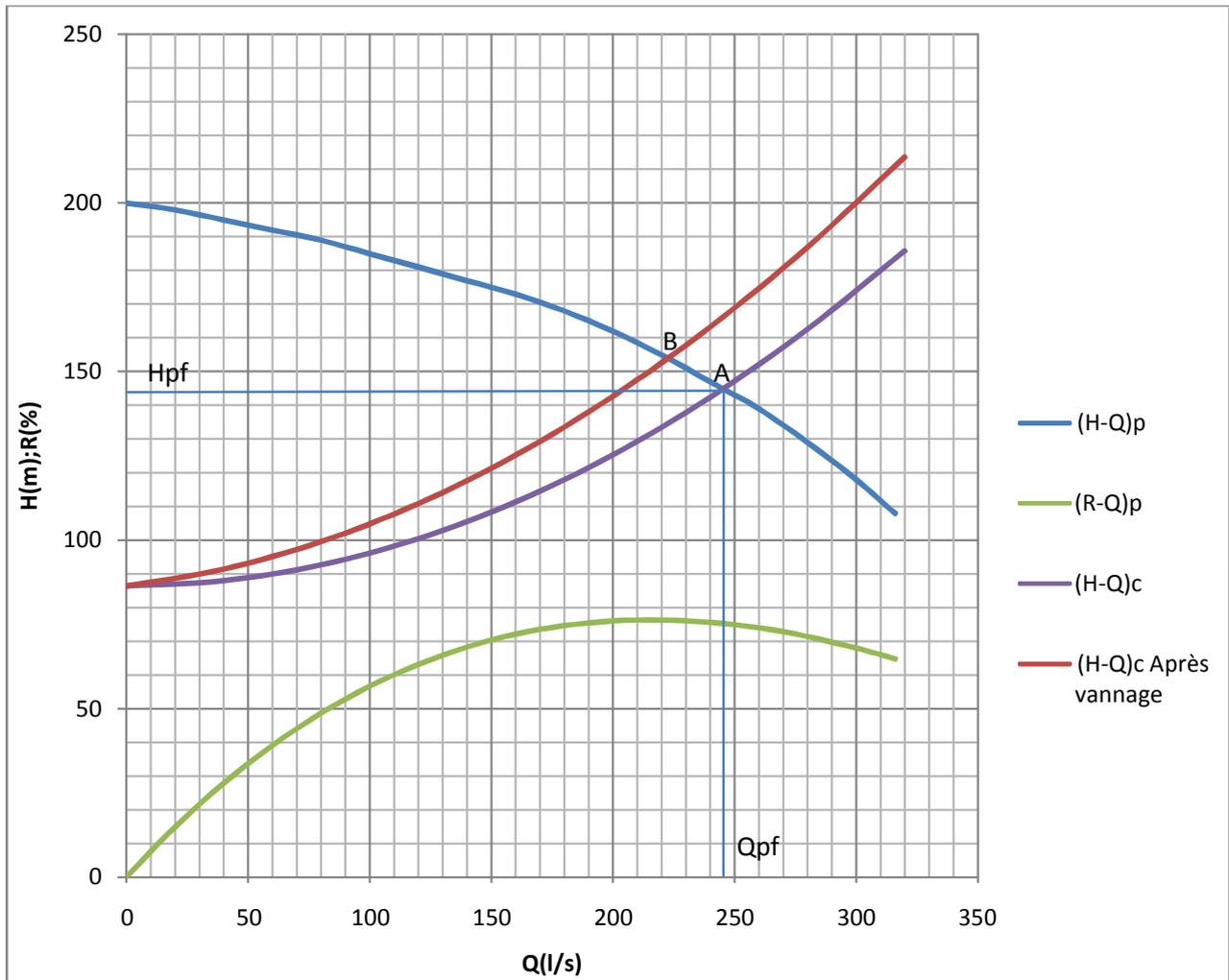


Figure V.9: Courbe caractéristiques de la SP2 après le réglage par vannage

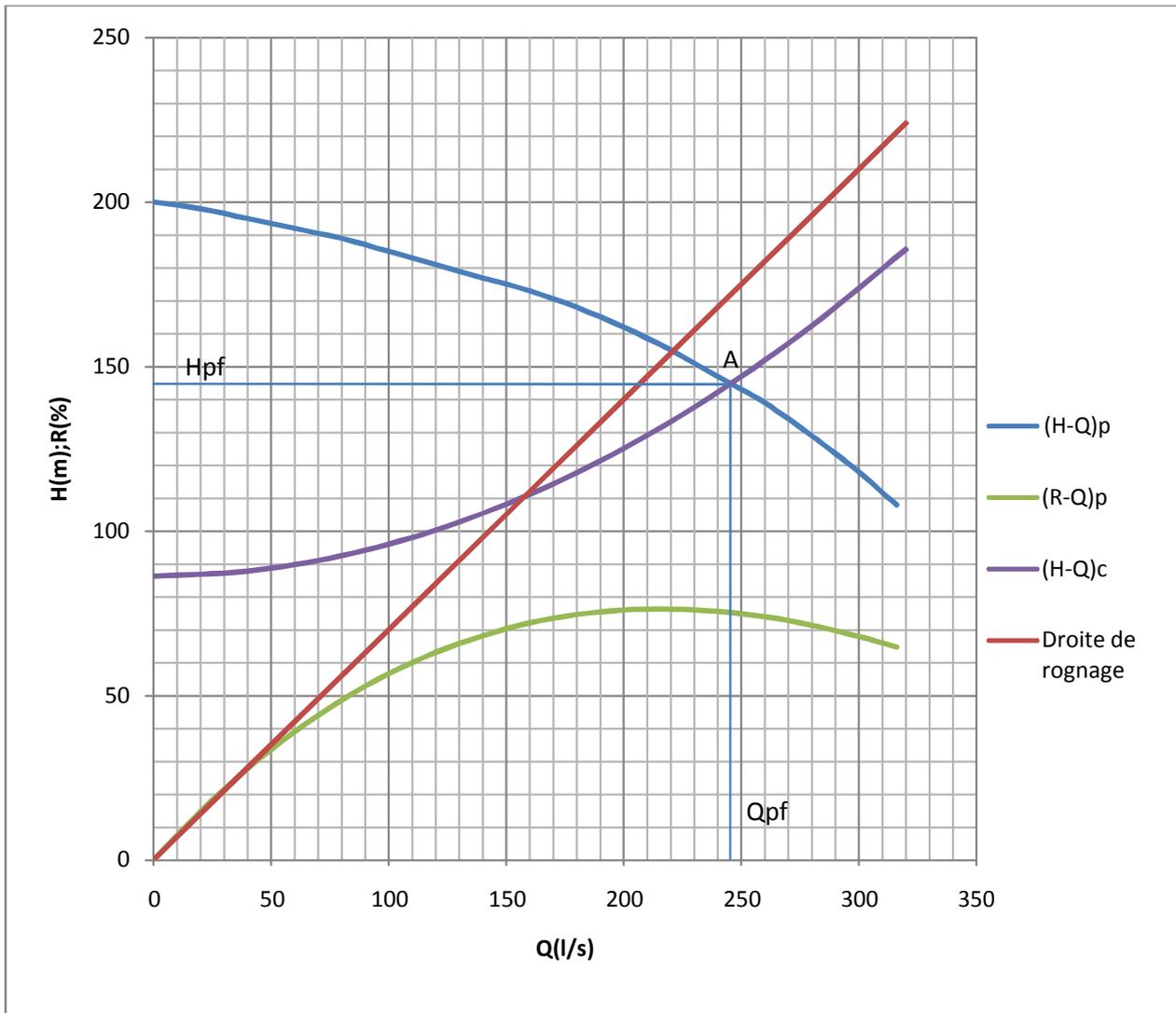


Figure V.10: Courbe caractéristiques de la SP2 après le réglage par rognage

**V.8. Etude de la cavitation [2]**

La cavitation est un Phénomène créé par une instabilité du flux de courant. Elle se manifeste par la formation de cavités dans le liquide pompé (perturbation de l'écoulement de liquide), accompagnée de vibrations bruyantes, d'une réduction du débit et de façon moindre, du rendement de la pompe. Elle est provoquée par le passage rapide de petites bulles de vapeur à travers la pompe : leur explosion crée de micro-jets qui peuvent également provoquer des dommages sérieux.

Mécaniquement, on peut définir la cavitation par la rupture du milieu continu de liquide sous l'effet de contrainte excessive. Ainsi, par le terme de contraintes excessives, on sous-entend la notion de seuil à partir duquel la cohésion du liquide ne peut plus être assurée. Nous verrons que ce concept de seuil est déterminé par la pression qui règne au sein de ce liquide.

**V.8.1. Totaux effets de la cavitation**

1-la création de bulle de vapeur à l'aspiration s'accompagnant de leur condensation brutale dans ou en sortie de roue, lorsque la pression remonte.

2-implosion des bulles de vapeur au niveau de la roue.

3-vibrations anormales.

4-bruit anormal.

5-destruction des garnitures d'étanchéité suite aux vibrations.

6-arrachement de matière dans les zones d'implosion.

7-chute du débit pompé lorsqu'apparaît le phénomène de cavitation (chute de performance).

8-détérioration de la pompe.

### V.8.2.Erosion par la cavitation

Les écoulements de liquide à grande vitesse sont souvent, comme nous l'avons vu, le siège de dépression suffisamment importante pour qu'une vaporisation puisse se produire localement. Il s'agit du phénomène de cavitation.

Les bulles de vapeur ainsi formées sont entraînées par l'écoulement à l'aval de la zone cavité. Elles se condensent alors brutalement, d'autant plus que les gradients de pression rencontrés sont intenses. Si cette condensation brutale, souvent appelée collapse, se produit près d'un corps solide, les vitesses atteintes par les parois des bulles peuvent être suffisamment élevées pour créer des impacts susceptibles d'entraîner une attaque locale et permanente du matériau, l'effet combiné de ces chocs successifs conduit plus ou moins rapidement à un arrachement de matière, l'érosion de cavitation.

### V.8.3.La hauteur d'aspiration admissible

Afin d'éviter le phénomène de cavitation, la condition suivante doit être vérifiée :

$$(NPSH)_r < (NPSH)_d$$

**(NPSH)<sub>r</sub>** : Charge nette d'aspiration requise, elle est fournie par le constructeur ;

**(NPSH)<sub>d</sub>** : Charge nette d'aspiration disponible, elle est fournie par l'installateur ;

Et on a : 
$$(NPSH)_d = (NPSH)_r + r \quad (\text{V-14})$$

r : marge de sécurité ; varie entre 0.3 à 0.5.

Dans notre cas, on a une installation en charge au niveau de la station de pompage, alors la hauteur d'aspiration admissible est régie par la relation suivante :

$$h_{asp}^{adm} = (NPSH)_r + r - P_{at} + h_v + \frac{V_a^2}{2 * g} + \Delta h_{asp} \quad (\text{V-15})$$

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

$P_{at}$  : pression atmosphérique en m.c.e.

$$P_{at} = 10,33 - 0,00139 * H \quad (\text{V-16})$$

Avec : H : altitude de la station.

$h_v$  : tension de vapeur d'eau (m.c.e) ;

#### V.8.3.1.Tableau de la variation de la tension de vapeur en d'eau en fonction de la température

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

T° (°C)	5	10	20	30	40	50	80	100
$h_v$ (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.

$\Delta h_{asp}$  : Perte de charge totale du coté aspiration.

$$\Delta h_{asp} = (1,10 - 1,15) * \Delta h_{asp}^{lin} \quad (\text{V-17})$$

$\Delta h_{asp}^{lin}$  : Perte de charge linéaire à l'aspiration (m), elle sera estimée pour le collecteur et la conduite d'aspiration.

$$\Delta h_p^{lin} = 0,001735 * \left( \frac{L_r * Q_{app}^2}{D_c^{5,3}} + \frac{l_r * Q_a^2}{D_a^{5,3}} \right) \quad (\text{V-18})$$

$L_r$  : longueur du collecteur d'aspiration principale ;

$l_r$  : longueur de la conduite d'aspiration secondaire ;

$Q_a$  : débit refoulé par une seule pompe (m<sup>3</sup>/s) ;

$$Q_a = \frac{Q}{n} \quad (\text{V-19})$$

Avec : n : nombre de pompes en parallèles.

$D_c$  : diamètre du collecteur d'aspiration principale (m),

$$D_c = \sqrt{\frac{4 * Q_{app}}{f * V_c}} \quad (\text{V-20})$$

Avec :  $V_c$  : vitesse d'écoulement dans le collecteur d'aspiration (m/s),

On prend :  $V_c = 1,5$  m/s.

$D_a$  : diamètre de la conduite d'aspiration, donné en première approximation :

$$D_a = (1,2 - 1,5) * da \quad (\text{V-21})$$

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

#### V.8.4. Calage de la pompe

Le calage de la pompe est de déterminer la côte exacte de l'axe de la pompe par rapport au niveau du plan d'eau d'aspiration pour qu'elle fonctionne sans le moindre risque de cavitation.

Pour les installations en charge :  $\nabla_{axe} = \nabla_{min} - h_{asp}^{adm} + r$

$\nabla_{axe}$  : Niveau de l'axe de la pompe (mNGA) ;

$\nabla_{min}$  : Niveau minimal du plan d'eau d'aspiration (mNGA) ;

r : marge de sécurité ; varie entre 0.1 à 0.3.

On prend : r = 0,3.

$$\nabla_{min} = C_p - h + h_{inc}$$

$C_p$  : côte du plan d'eau dans le réservoir (mNGA) ;

h : hauteur d'eau dans le réservoir (m) ;

$h_{inc}$  : hauteur d'incendie dans le réservoir (m).

**A) Refoulement SP1 –Réservoir R1****Application**

- La charge nette d'aspiration requise :  $(NPSH)_r = 7.69 \text{ m}$ .
- La pression atmosphérique :  $P_{at} = 10,33 - 0,00139 * 752.48 \Rightarrow P_{at} = 9.28 \text{ mce}$
- La tension de vapeur d'eau à une température  $T^\circ = 20 \text{ °C}$  :  $T_v = 0,24 \text{ mce}$
- Le diamètre de la conduite d'aspiration :  $D_a = 1,5 * da$

On a  $da = 150 \text{ mm}$

Donc :  $D_a = 1,5 * 150 \Rightarrow D_a = 225 \text{ mm}$

- La vitesse d'aspiration :  $V_a = \frac{4 * 79.83 * 10^{-3}}{3,14 * 0,225^2} \Rightarrow V_a = 2.0087 \text{ m/s}$

- Diamètre du collecteur d'aspiration :

$$D_c = \sqrt{\frac{4 * 479 * 10^{-3}}{3,14 * 1,5}} \Rightarrow D_c = 0,637 \text{ m}$$

On pose  $D_c = 0,6 \text{ m} \Rightarrow V_c = \frac{4 * 479 * 10^{-3}}{3,14 * 0,6^2} \Rightarrow V_c = 1,69 \text{ m/s}$

Cette vitesse est admissible alors on prend :  $D_c = 600 \text{ mm}$

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

$$\Delta h_p^{lin} = 0,001735 * \left( \frac{3,5 * (479 * 10^{-3})^2}{0,6^{5,3}} + \frac{1,5 * (79.83 * 10^{-3})^2}{0,225^{5,3}} \right) \Rightarrow \Delta h_p^{lin} = 0.0659 \text{ m}$$

- La perte de charge totale à l'aspiration :  $\Delta h_{asp} = 1,15 * 0,0659 \Rightarrow \Delta h_{asp} = 0.0758 \text{ m}$

- La hauteur d'aspiration admissible :

$$h_{asp}^{adm} = 7.69 + 0.3 - 9.28 + 0.24 + \frac{2.0087^2}{2 * 9.81} + 0.0758 \Rightarrow h_{asp}^{adm} = -0.0768 \text{ m}$$

Donc il faut changer le type d'installation

- Le niveau minimum du plan d'aspiration :  $\nabla_{min} = 752.48 + 0,6 \Rightarrow \nabla_{min} = 753.08 \text{ mNGA}$

- La côte de l'axe de la pompe :  $\nabla_{axe} = 753.08 + (+0.0768) - 0,3 \Rightarrow \nabla_{axe} = 752.85 \text{ (m)}$

**B) Refoulement SP2 –Réservoir R3****Application**

- La charge nette d'aspiration requise :  $(NPSH)_r = 6.48 \text{ m}$ .
- La pression atmosphérique :  $P_{at} = 10,33 - 0,00139 * 770.05 \Rightarrow P_{at} = 9.26 \text{ mce}$
- La tension de vapeur d'eau à une température  $T^\circ = 20 \text{ °C}$  :  $T_v = 0,24 \text{ mce}$
- Le diamètre de la conduite d'aspiration :  $D_a = 1,5 * da$

On a  $da = 150 \text{ mm}$ .

Donc :  $D_a = 1,5 * 150 \Rightarrow D_a = 225 \text{ mm}$

- La vitesse d'aspiration :  $V_a = \frac{4 * 72.67 * 10^{-3}}{3,14 * 0,225^2} \Rightarrow V_a = 1.83 \text{ m/s}$

➤ Diamètre du collecteur d'aspiration :

$$D_c = \sqrt{\frac{4 * 218 * 10^{-3}}{3,14 * 1,5}} \Rightarrow D_c = 0,43m$$

$$\text{On pose : } D_c = 0,45m \Rightarrow V_c = \frac{4 * 218 * 10^{-3}}{3,14 * 0,45^2} \Rightarrow V_c = 1,37m/s$$

Cette vitesse est admissible alors on prend :  $D_c = 450mm$

➤ La perte de charge linéaire à l'aspiration sachant que :

$$\Delta h_p^{lin} = 0,001735 * \left( \frac{22 * (218 * 10^{-3})^2}{0,45^{5,3}} + \frac{2 * (72,67 * 10^{-3})^2}{0,225^{5,3}} \right) \Rightarrow \Delta h_p^{lin} = 0,175m$$

➤ La perte de charge totale à l'aspiration :  $\Delta h_{asp} = 1,15 * 0,175 \Rightarrow \Delta h_{asp} = 0,2m$

➤ La hauteur d'aspiration admissible :

$$h_{asp}^{adm} = 6,48 + 0,3 - 9,26 + 0,24 + \frac{1,83^2}{2 * 9,81} + 0,2 \Rightarrow h_{asp}^{adm} = -1,869m$$

Donc il faut changer le type d'installation :

➤ Le niveau minimum du plan d'aspiration :  $\nabla_{min} = 770,05 + 0,6 \Rightarrow \nabla_{min} = 770,65mNGA$

➤ La côte de l'axe de la pompe :  $\nabla_{axe} = 770,65 + (+1,869) - 0,3 \Rightarrow \nabla_{axe} = 772,219(m)$

## V.9.Choix du moteur électrique

### V.9.1.Critères de choix du moteur électrique

Les critères de choix du moteur électrique sont :

- 1-Puissance absorbée minimale ;
- 2-Position de l'arbre de transmission horizontale ou verticale ;
- 3-Tension d'alimentation en fonction de puissance du moteur.

#### V.9.1.1.Vitesse de rotation du moteur

La vitesse de rotation du moteur est donnée comme suit :

$$N_m = N_p \pm 200 \text{ tr/mn} \quad (\text{V-22})$$

Où:

$N_m$  : vitesse de rotation du moteur (tr/mn) ;

$N_p$  : vitesse de rotation de la pompe (tr/mn),

#### V.9.1.2.Puissance fournie par le moteur

La puissance qui devra être fournie par le moteur est calculée par la formule suivante :

$$P_m = \frac{\%01 * Q_{max} * HMT_{min} * K}{y_p * y_{acc} * y_m} \quad (\text{V-23})$$

Où :  $P_m$  : puissance du moteur (watt) ;

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

$Q_{\max}$  Égal au débit appelé  $Q_{\text{app}}$  : débit refoulé par une pompe ;

HMT : hauteur manométrique totale minimum ;

$\eta_p$  : rendement de la pompe.

$\eta_{\text{acc}}$  : rendement de l'accouplement,  $\eta_{\text{acc}} = 0,93$ .

$\eta_m$  : rendement du moteur,  $\eta_m = (92-95) \%$ , On prend :  $\eta_m = 93\%$ .

K : coefficient de correction de puissance, il fonction de la puissance de la pompe.

**Tableau V.6:** Coefficient de correction en fonction de la puissance

$P_{\text{abs}}$ (KW)	1-2	2-10	10-50	50-100	100-200	>200
K	2	2 -1,3	1,3 - 1,2	1,2 - 1,1	1,1 - 1,05	1,05

### V.9.2.Refoulement SP1 –Réservoir R1

#### a) Puissance du moteur

-Le rendement de la pompe :  $\eta_p = 72.1\%$ .

-La hauteur manométrique totale est : 107.27m.

-Le débit d'une pompe est :  $0.08 \text{m}^3/\text{s}$ .

-Nombre de tour de la pompe :  $N_p = 2900 \text{tr}/\text{min}$

-La puissance absorbée de la pompe est : 132 KW  $\Rightarrow K = 1,1$

-La puissance du moteur est :

$$\text{AN : } P_m = \frac{9,81 * 0,08 * 107,27 * 1,1}{0,721 * 0,93 * 0,93} \Rightarrow P_m = 148,5 \text{KW.}$$

#### b) Type et caractéristiques du moteur

A partir de la vitesse de rotation et la puissance du moteur ; on peut tire le type du moteur utilisé et ses caractéristiques (annexe n°4).

**Tableau V.7 :** Type et caractéristiques des moteurs de la SP1.

Type du moteur	f (Hz)	$P_m$ (KW)	$N_m$ (tr/min)	$\eta_m$ (%)	Cos {	Masse (Kg)
PLS 315 S	50	160	2960	92	0.85	690

### V.9.3.Refoulement SP2 –Réservoir R3

#### a) Puissance du moteur

-Le rendement de la pompe après réglage :  $\eta_p = 74.59 \%$ .

-La hauteur manométrique totale est : 152.51m.

-Le débit d'une pompe est :  $0.073 \text{m}^3/\text{s}$ .

-Nombre de tour de la pompe :  $N_p = 2900 \text{tr}/\text{min}$

-La puissance absorbée de la pompe est : 200 KW  $\Rightarrow K = 1,1$

-La puissance du moteur est :

$$\text{AN : } P_m = \frac{9,81 * 0,073 * 152,51 * 1,1}{0,7459 * 0,93 * 0,93} \Rightarrow P_m = 186,224 \text{KW.}$$

**b) Type et caractéristiques du moteur**

A partir de la vitesse de rotation et la puissance du moteur ; on peut tire le type du moteur utilisé et ses caractéristiques.

**Tableau V.8:** Type et caractéristiques des moteurs de la SP2.

Type du moteur	f (Hz)	P <sub>m</sub> (KW)	N <sub>m</sub> (tr/min)	η <sub>m</sub> (%)	Cos {	Masse (Kg)
PSP 315 M	50	200	2970	93	0.83	870

**V.10. Bâtiment de la station de pompage****1) Le bâtiment est destiné à abriter**

- Les équipements hydrauliques.
- Les équipements hydromécaniques et énergétiques.
- Les équipements auxiliaires.

**2) Choix du type de bâtiment**

- Destination de la station de pompage
- Type de matériaux de construction et sa disponibilité
- Condition naturelles (climat, hydrogéologie) et
- Type d'équipement principal et son encombrement
- Type d'assemblage ; prise d'eau, ouvrages d'arrivé
- Variation de plan d'eau dans la source.

**3) Type de bâtiment**

- Type bloc ; Bloc approfondie (bloc puits).
- Type bache sèche ; Bache sèche approfondie puits bache sèche
- Bâtiment type bache mouillée (avec pompe de surface) ou (avec pompe noyée).
- Bâtiment type de surface.
- Station de pompage flottant.

**Tableau V.9 :** Résumé des différents types du bâtiment et leurs caractéristiques.

paramètres	Type de bâtiment.			
	type bloc	bâche sèche	bâche mouillée	de surface.
Q (m <sup>3</sup> /s).	> 2	< 2	< 6	< 1,5
Type de pompe.	Axiale : Horizontale Verticale	Pompes centrifuges	Axiale : Verticale	Pompes centrifuges.
h <sub>a</sub> <sup>ad</sup> (m).	< 0	< 0 ; > 0	< 0 ; > 0	> 0
Variation de plan D'eau (m).	1 ÷ 2	1 ÷ 3	1	Importante.

**V.10.1.Bâtiment de la station de pompage et son génie civil**

Généralement un bâtiment se compose avec des éléments comme :

- Une salle des machines et une salle de commande.
- Bureau de chef personnel.
- Un magasin.
- Un atelier.
- Des systèmes auxiliaires ; et un équipement sanitaire.

**V.10.2.Différentes parties de bâtiment****V.10.2.1.Partie inférieure du bâtiment**

La partie inférieure est construite et projetée suivant la partie supérieure et le type de sol.

**V.10.2.2.Partie supérieure du bâtiment**

Le bâtiment est construit sous forme rectangulaire et comporte une salle des machines, plus une plate forme de montage et de démontage, une salle annexe (pour le bureau d'exploitation, toilette, salle de stockage, salle de commande où on trouve les armoires électriques).

Il est recommandé de prendre :

- 1-Une hauteur normalisée de la station de pompage ( $H_b$  : 3,5 m ; 4,2 m ; 4,8 m ; 5,4 m ; 6 m...).
- 2-Une longueur du bâtiment  $L_b = 3, 6, 18, 21, 24$  m .....
- 3-Une distance entre les poteaux (3, 6, 9, 12..).
- 4-Si la longueur du bâtiment dépasse 18 m, on prévoit deux sorties.
- 5-la plate forme de montage se trouve juste à l'entrée du bâtiment.
- 6-On note aussi que dans la réalisation il faut respecter certaines distances pour faciliter le mouvement des personnels ainsi que pour des raisons de sécurité.
- 7-On note quelques normes à respecter dans la construction du bâtiment :
  - Distance entre les pompes entre 0,8 et 1,2 m ;
  - Distance entre les groupes électriques et les vitres de commande est de l'ordre de 1 à 2m.
  - La surface des fenêtres est prise entre 10 et 15 % de la surface de la salle des machines.

**V.10.3.Dimensionnement du bâtiment de station de pompage****A) La station de pompage SP2**

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

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

**1) La hauteur du bâtiment**

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

$$H_b = h_5 + h_6 + h_7 + h_8 + h_9 \quad (\text{V-24})$$

$h_5$  : Distance verticale  $h_5 = h_p + h_{\text{socle}} + h_{\text{reserve}}$

$$h_{\text{reserve}} = 0,5 \text{ m}$$

$$h_{\text{socle}} = (20 \div 60) \text{ cm}$$

Pour notre projet on prend  $h_{\text{socle}} = 60\text{cm}$

$h_p$  : Hauteur de la pompe et le moteur est égale à  $h_p = 0.8\text{m}$

$h_6$  : Hauteur réservée à l'homme.

$h_7$  : Hauteur de chariot

$h_8$  : Hauteur profilée

$h_9$  : Hauteur de sécurité

Donc :  $H_b = 1.9 + 2.2 + 0.3 + 0.8 + 0.5 = 5.7\text{m}$ .

On prend la hauteur de bâtiment égal à 6m.

**2) Largeur du bâtiment**

$$l = l_1 + l_2 + l_3 + l_4 + 2s \quad (\text{V-25})$$

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

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

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

$$l_3 + l_4 = L_p + L_{tr} + L_{tasp} + L_c + L_j.$$

$L_p$  : longueur de la pompe = 1.730m.

$L_{tasp}$  : longueur du tronçon d'aspiration

$L_{tr}$  : longueur du tronçon de refoulement

$L_j$  : longueur du joints = 1m

$L_c$  : longueur du convergent

$L_{tr} = L_{tasp} > 2D_r$  on prend  $L_{tr} = 2\text{m}$

$L_c = (3.5 \div 4)(0.75D_a) = 4 * 0.75D_a = 4 * 0.75 * 0.5 = 1.5\text{m}$

$$L_3 + L_4 = 1.730 + 2 + 1.5 + 2 + 1 = 8.23\text{m}$$

$$L = 0.3 + 0.3 + 8.23 + 2.0.2 = 9.23\text{m} = 9230\text{mm}.$$

On prend  $L = 10300\text{mm}$ . (Avec prés en considération le coffrage et les couches suivants)

**3-longueur de bâtiment**

$$L_{\text{bât}} = N_p \cdot L + L_{\text{int}} + L_{\text{pf}} + L_r + L_p \quad (\text{V-26})$$

Avec:  $N_p$ : Nombre de pompes.

$L$ : Longueur (moteur+pompes) = 1.730 m.

$L_{\text{int}}$  : distance entre deux pompes voisines = 1.2m.

$L_{\text{pf}}$  : longueur de la plateforme de montage = 3m.

$L_r$  : longueur de l'armoire électrique ( $L_r = 3\text{m}$ ).

$L_p$  : longueur de bureau du personnel = 6 m.

Après calcul on trouve  $L_{\text{bât}} = 20120\text{mm}$ .

### V.10.4. Système anti-incendie

#### A) La station de pompage SP2

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

Pour l'arrêter, il faut disposer les équipements suivants :

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

On a le volume de bâtiment inférieur à 5000 m<sup>3</sup> ; donc le débit nécessaire à maîtriser l'incendie survenu à l'extérieur du bâtiment sera pris égal à 10 l/s. et pour pouvoir atteindre le feu à l'intérieur, on ajoute encore 5 l/s environ.

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

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

$$H_{Pinc} = H + H_{bat} + h_p \quad (V-27)$$

O u : H : la hauteur du bâtiment.

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

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

On prend :  $h_p = 2$  m ;

$H_{bat} = 10$  m ;

$H = 6$  m ;

$H_{Pinc} = 6 + 10 + 2 = 18$  m.

D'après le logiciel CAPRARI, on extraire les caractéristiques de la pompe d'incendie comme les suivants :

Une pompe à axe horizontal multicellulaire.

- Type de pompe : MEC-A3/65.
- Nombre de tours : 1450 tr / min.
- Puissance absorbée : 5.5KW.
- Rendement : 73.3%.

## V.11. Phénomène de coup de bélier dans les conduites de refoulement

### V.11.1. Phénomène de coup de bélier

Lors du fonctionnement d'une adduction, l'écoulement ne se fait pas d'une Manière permanente mais passe par des phases de transition qui provoque un Phénomène transitoire sous le nom de coup de bélier. Ce phénomène exprime toute variation de pression dans une conduite en charge, consécutive à une manœuvre quelconque de l'obturateur aval et non stationnaire de propagation d'ondes de pression à très hautes vitesses.

Les causes les plus fréquentes du coup de bélier sont :

- Changement rapide de la vitesse d'écoulement dans les canalisations.
- L'ouverture ou la fermeture instantanée et rapide d'une vanne de sectionnement.
- La mise en marche ou l'arrêt des pompes dans les conduites en charge par refoulement.

- Modification de la vitesse d'une pompe.

Le coup de bélier est une onde de surpression - dépression dont la brutalité peut entraîner la rupture de la conduite d'adduction, des valeurs très élevées de pression peuvent être atteinte jusqu'à plusieurs fois la pression de service dans les réseaux.

Ce phénomène peut provoquer plusieurs risques suite à une dépression ou surpression engendrée par les manœuvres brusques.

#### **V.11.1.1.Fortes pressions**

C'est une conséquence du coup de bélier engendrée par une pression importante qui se produit suite à une fermeture instantanée ou rapide d'une vanne de sectionnement. Si la somme de la surpression et de pression initiale dépasse la pression maximale admissible de la conduite, il peut y avoir fissuration de cette dernière, dislocation des joints (les anneaux d'étanchéité seront délogés).

#### **V.11.1.2.Pressions négatives**

C'est une conséquence du coup de bélier suite à une dépression provoquée par l'arrêt brusque d'une pompe ou d'une ouverture instantanée d'une vanne de sectionnement, si cette pression devient inférieure à 10 m.c.e, il se produit une poche de cavitation provoquant l'implosion de la conduite, aspiration des joints.

Et autre conséquence de la cavitation est la détérioration de l'enduit intérieur du tuyau, mais le risque le plus grave est celui d'éclatement de la conduite lors du retour à des pressions positives ; les pressions obtenues à ce moment sont en effet souvent très importantes

#### **V.11.1.3.Fatigue de la conduite**

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

### **V.11.2.Explication physique de phénomène de coup de bélier**

En cas d'arrêt brusque de la pompe qui refoule le débit donné dans une conduite de longueur  $L$  ; le phénomène peut être décrit en quatre phases sont :

#### 1) 1<sup>ère</sup> phase :

Dans cette phase, l'eau poursuit son parcours vers le réservoir, mais la conduite n'est plus alimentée, une dépression va se créer de la vanne vers le réservoir, l'eau se déprime et la conduite se contracte successivement par diminution élastique de son diamètre. Le temps mis par l'onde en dépression est de  $t = l/c$ .

#### 2) 2<sup>ème</sup> phase :

La conduite étant déformée dans les limites élastiques, elle reprend son diamètre initial, en décontractant par tranche successives du réservoir jusqu'à la vanne, au bout de temps  $L/c$  (c'est-à-dire  $2L/c$  depuis le début de phénomène), toute l'eau de la conduite redescend, mais elle va se retrouver arrêter par le clapet anti-retour, qui est bien fermé.

3) 3<sup>ème</sup> phase :

L'eau se percute sur le clapet, ce qui provoque une dilatation de la conduite, l'onde de pression va parcourir la conduite du sens du clapet vers le réservoir. Au bout de temps  $3L/c$  depuis l'origine, toute la conduite est dilatée avec l'eau immobile.

4) 4<sup>ème</sup> phase :

Grâce à l'élasticité de la conduite, cette dernière reprend de proche en proche sa forme initiale, du réservoir vers le clapet. Au bout de temps  $4L/c$  depuis l'origine, la conduite se trouve dans la même situation qu'initiale ; le phénomène peut continuer jusqu'à ce qu'il sera amorti par les pertes de charges, résultantes des frottements de l'eau dans la conduite.

### **V.11.3. Les moyens de protection contre coup de bélier :[3]**

Les appareils anti- bélier devront avoir pour effet :

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

Les appareils les plus utilisés sont les suivants :

- Les volants d'inertie qui interviennent dans la protection contre les dépressions.
- Les soupapes de décharge qui interviennent dans la protection des surpressions.
- Les réservoirs d'air et les cheminées d'équilibre qui interviennent à la fois dans la protection contre les dépressions et les surpressions.

#### **V.11.3.1. Les volants d'inertie**

Le volant d'inertie calé sur l'arbre du groupe constitue l'un de ces moyens grâce à l'énergie qu'il accumule pendant la marche normale.

Le volant d'inertie 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

#### **V.11.3.2. Les soupapes 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 le conduit au point à protéger.

#### **V.11.3.3. Les 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 de pompage et raccordée au refoulement.

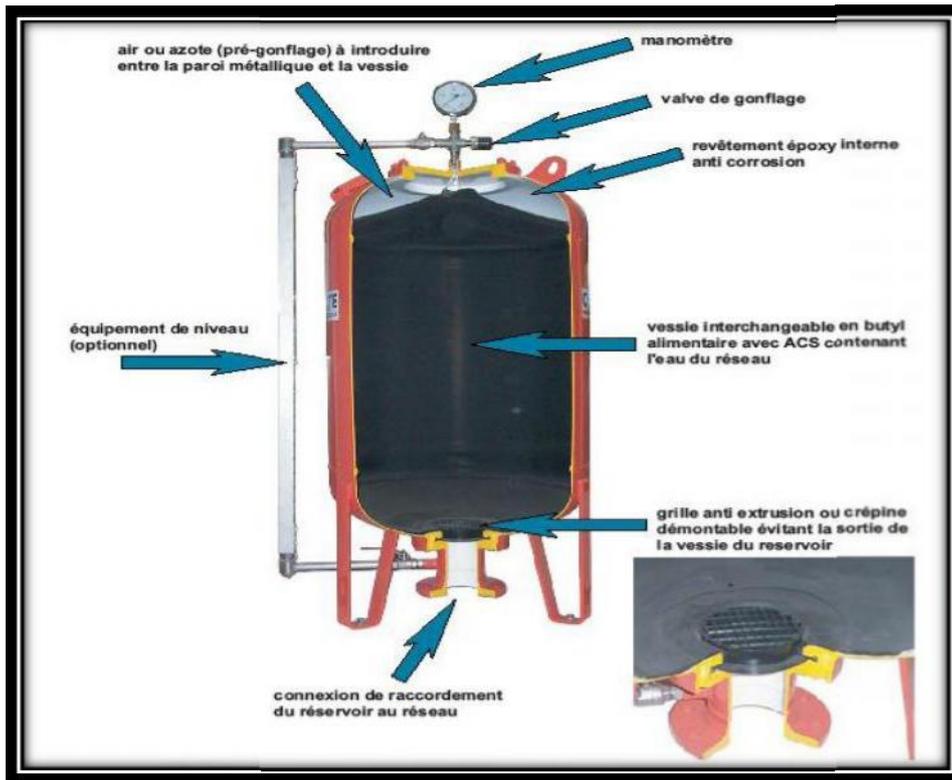


Figure V.11 : Réservoir d’air de type à vessie butyle.

**V.11.4.Calcul de coup de bélier dans une conduite enterrée (Cas réel)**

Pour tenir compte de l’effet du sol sur la conduite **.B.SALAH** trouve et publie la formule ci-après, donnant la célérité d’onde du coup de bélier quand la conduite est enterrée. La formule donnée par l’auteur pour cette hypothèse est d’ordre général, elle tient compte des caractéristiques mécaniques de la conduite ; c’est-à-dire on prend le coefficient de Poisson de tous les matériaux dans le cas de conduite composite et du sol l’entourant, ainsi que du type d’ancrage de la conduite. Cette formule est autant valable pour les conduites simples « minces et épaisses » que pour les conduites composites « simple revêtement ».

$$C = \frac{\sqrt{\frac{K}{\dots}}}{\sqrt{1 + \frac{K * 2 * a * (1 - \hat{m}^2) * (1 - \hat{s})}{(1 - \hat{m}^2) * a * E_s + E_m * e_m * (1 - \hat{s})}}}$$

(V-28)

**Avec :** C: célérité d’onde en (m/s)

K: Coefficient d’élasticité de l’eau ;  $K = 2,07 * 10^9$  Pascal.

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

$E_m$ : module de Young du matériau de la conduite.

Pour la fonte  $E_m = 17 * 10^{10}$  pascal.

$E_s$  : module de Young du sol ;  $E_s = 200\text{Mpa} = 2 \cdot 10^8$  Pascal.

$\mu_m$  : coefficient de poisson du matériau.  $\mu_m = 0,3$  (acier et fonte),  $\mu_m = 0,46$  (PVC)

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

$e_m$  : Epaisseur de la conduite (m).

$a$  : rayon intérieur de la conduite (m).

Le temps nécessaire par l'onde de surpression ou dépression pour faire l'aller et le retour sur la totalité du tronçon, ce temps est calculé selon la formule suivante :

$$T = \frac{2L}{c} \quad (\text{V-29})$$

Tel que :  $L$  : longueur de la conduite en mètre.

$T$  : durée de l'aller et retour de l'onde en seconde.

$C$  : la célérité (m/sec).

On fait la comparaison entre la durée de la surpression (dépression), et le temps de la manœuvre de fermeture normale de robinet de vanne  $t$  :

$t < T$  la fermeture est brutale

$t > T$  la fermeture est progressive

Si la manœuvre de fermeture en situation normale et brutale, le coup de bélier sera plus élevé et son calcul ne dépendra pas du temps de fermeture.

Si la manœuvre de fermeture normale est progressive, le coup de bélier sera moins élevé et son calcul dépendra effectivement du temps nécessaire à effectuer la manœuvre.

On détermine la valeur de coup de bélier selon les formules suivantes et pour les cas examinés :

➤ Formule de JOUKOSWSKI (manœuvre brutale)

$$b = \frac{cV_0}{g} \quad (\text{V-30})$$

➤ Formule de MICHAUD –ALLIEVI (manœuvre lente)

$$b = \frac{2LV_0}{tg} \quad (\text{V-31})$$

Avec :  $V_0$  c'est la vitesse initiale de l'eau dans la conduite ; c'est-à-dire quand le régime est permanent.

Pour les conduites de refoulement, il est possible d'avoir comme valeur de la pression dans une conduite :

En cas de surpression :(pression maximale).

$$H_{max} = H_0 + \frac{cV_0}{g} \quad (\text{V-32})$$

En cas de dépression :(pression minimale).

$$H_{min} = H_0 - \frac{cV_0}{g} \quad (\text{V-33})$$

### Remarque

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

### V.11.5. Les réservoirs d'air

#### V.11.5.1. Méthodologie de calcul des réservoirs d'air

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

Comme méthode de calcul, on distingue la méthode de VIBERT, BERGERON, méthode des caractéristiques,.....etc.

Pour notre cas, on utilise la méthode de VIBERT, car elle donne des résultats majorants, plus c'est une méthode simplifiée.

##### V.11.5.1.1. Méthode de VIBERT

En faisant abstraction des pertes de charges dans la conduite de refoulement et en considérant le phénomène comme une oscillation en masse, on arrive à un calcul simplifié.

En plus il est supposé que le dispositif, ne comporte pas d'organe d'étranglement, VIBERT arrive à une expression qui donne le volume d'air ( $U_0$ ) contenu dans le réservoir sous un régime de marche à la vitesse ( $v_0$ ).

$$U_0 = \frac{v_0}{2gH_0} \times \frac{LS}{f\left(\frac{H}{H_0}\right)} \quad (\text{m}) \quad (\text{V-34})$$

D'où :  $U_0$  : volume d'air ( $\text{m}^3$ ) ;

$V_0$  : vitesse initiale de l'écoulement (m/s) ;

$L$  : longueur de la conduite de refoulement (m) ;

$S$  : section de la conduite de refoulement ( $\text{m}^2$ ) ;

$H_0$  : hauteur de pression absolue dans le réservoir en régime permanent (m) ;

$H$  : hauteur de pression dans le réservoir après fonctionnement de phénomène transitoire (m)

Tel que:

$$f\left(\frac{H}{H_0}\right) = \frac{H_0}{H_{\min}} - 1 - \log\left(\frac{H_0}{H_{\min}}\right) \quad (\text{V-35})$$

Cette méthode est utilisée dans le cas de refoulement.

#### ❖ Pour déterminer le volume du réservoir d'air on utilise les étapes suivantes :

➤ Pour le calcul de la célérité, on utilise la formule (V.28) de **SALAH.B.**

➤ Le calcul est basé sur l'abaque de **VIBERT** qui donne le volume  $U_0$  de l'air contenu dans la cloche sous un régime de marche à la vitesse  $V_0$ .

En marche normale les caractéristiques de l'air dans le réservoir sont données par  $Z_0$ ,  $Z_{\min}$  et  $Z_{\max}$ .

$Z_0$  : pression absolue (hauteur géométrique de refoulement +10 m).

$Z_{\min}$  : pression absolue relative à la dépression.

$Z_{\max}$  : pression absolue relative à la surpression.

$$Z_{\max} = Z_0 + \frac{C * V_0}{g} \quad (\text{V-36})$$

On a :

$$\left. \begin{array}{l} \frac{Z_{\max}}{Z_0} \\ h_0 = \frac{V_0^2}{2 * g} \Rightarrow \frac{h_0}{Z_0} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Abaque de VIBERT} \Rightarrow \frac{U_0}{LS}; \frac{Z_{\min}}{Z_0} \quad (\text{voir annexe N}^\circ 5).$$

$$U_0 * Z_0 = U_{\max} * Z_{\min} \Rightarrow U_{\max} = \frac{U_0 * Z_0}{Z_{\min}}$$

- En tenant compte de la sécurité, le volume de réservoir est  $U_{\max} + 100L$ .

### Applications numériques

Les différentes caractéristiques sont regroupées dans le tableau suivant :

**Tableau V.10 :** Caractéristiques des différents tronçons de l'adduction de refoulement.

N° de station	Type de matériau	D (mm)	S (m <sup>2</sup> )	V (m/s)	L (m)	Hg (m)
SP1-R1	Fonte	700	0.385	1.49	906.24	104.69
SP2-R3	Fonte	500	0.196	1.33	22761.74	86.34

#### ► Calcul de la célérité d'onde C

Les résultats trouvés pour le calcul de la célérité d'onde C sont représentées dans le tableau suivant:

**Tableau V.11.:** Calcul de célérité d'onde des différents tronçons de l'adduction de refoulement.

N° de tronçon	K (Pa) (*10 <sup>9</sup> )	(Kg/m <sup>3</sup> )	a (m)	v <sub>m</sub>	v <sub>s</sub>	E <sub>s</sub> (Pa) (*10 <sup>8</sup> )	E <sub>m</sub> (Pa) (*10 <sup>10</sup> )	e <sub>m</sub> (mm)	C (m/s)
SP1-R1	2.07	1000	0.36	0.3	0.33	2	<b>17</b>	10.8	1438.21
SP2-R3	2.07	1000	0.25	0.3	0.33	2	<b>17</b>	9	1438.30

#### ► Calcul des capacités des différents réservoirs d'air

Les résultats trouvés pour le calcul de volume des réservoirs d'air sont représentées dans le tableau suivant:

**Tableau V.12:** Calcul de volume des différents réservoirs d'air de l'adduction de refoulement.

N° de station	$Z_0$	$Z_{max}$	$V_0$	$h_0$	$\frac{h_0}{Z_0}$	$\frac{U_0}{L \cdot S}$	$\frac{Z_{min}}{Z_0}$	$U_0$	$U_{max+100}$
	(m)	(m)	(m/s)		$*10^{-4}$	$*10^{-3}$		( $m^3$ )	(L)
SP1-R1	114.7	333.1	1.49	0.11	9.59	5.3	0.57	1.849	3343.86
SP2-R3	96.34	291.3	1.33	0.09	9.34	5.0	0.57	22.31	39240.35

### V.11.5.2. Installation du réservoir d'air

Le réservoir d'air sera installé après le clapet (la pompe), à une distance « L » fonction du temps de fermeture de clapet et la célérité d'onde, Il faut mieux le 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.

### V.11.5.3. Raccordement du réservoir d'air avec la conduite de refoulement

Le fait de raccorder la cloche à air sur le refoulement sans interposer d'organe de freinage entrainerait une succession d'oscillation qui ne serait pas, ou que très peu amorties.

Il est nécessaire d'installer un organe d'étranglement qui amortira rapidement les oscillations et permettra aussi de réduire le volume de la cloche.

Cet étranglement sera constitué par :

- Un diaphragme.
- Une tuyère.
- Un battant à clapet percé.

On utilise un robinet vanne pour isoler le réservoir d'air de la conduite.

### V.11.5.4. Les techniques pour prévenir les coups de bélier

Puisque les surpressions et les dépressions peuvent endommager la canalisation, il faut toujours essayer de limiter cette surpression et dépression provoquée par le coup de bélier.

Les techniques les plus courantes pour prévenir les coups de bélier sont :

- Utilisation des conduites avec des caractéristiques de résistance supérieures ou avec des parois plus épaisses.
- Réduire la vitesse de manœuvre à la fermeture de la vanne pour éviter le coup de bélier.
- Installation de soupapes de décharge anti-bélier pour limiter la surpression dans la conduite.
- Manœuvre progressivement tous les appareils hydrauliques du réseau.
- Installation de ventouses automatiques pour l'évacuation des poches d'air dans la conduite afin de prévenir la dépression.

**Conclusion**

D'après notre étude, nous avons abouti à deux conduites de diamètre différent qui permet de véhiculer les débits jusqu'aux réservoirs de stockage (R1etR3) à partir des pompes.

La détermination des points de fonctionnement est donnée par le logiciel « CAPRARI » et d'équilibrer le fonctionnement de ces pompes selon différentes modes de réglage.

En fin, on a fait une description physique du phénomène de coup de bélier et son solution pour limiter un peu le risque sur la conduite de refoulement.

**CHAPITRE VI**

**ORGANISATION DE CHANTIER**

## Introduction

L'organisation de 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 et dans les plus brefs délais.

### VI.1. Quelques règles et conditions avant la réalisation des travaux

1-Connaissance des lieux

2-Les installations de chantier :

- a) Installations destinées au personnel.
- b) Installations destinées au stockage des matériaux.
- c) Installations destinées à la réparation des engins.

❖ Pour chaque type de matériel, il fournira les renseignements suivants :

- Les caractéristiques techniques et les marques,
- Nombre,
- Age, au début du chantier, durée de vie moyenne théorique,
- Lieu de dépôt actuel ou, le cas échéant, nécessité de passer commande,
- Date de l'arrivée sur le chantier et, le cas échéant, date de commande.

d) Installations pour la préfabrication.

### VI.2. Les actions à prendre en compte

Les actions (les déformations imposées à la construction, complétées éventuellement par des données spécifiques pour certains types d'ouvrages), à prendre en compte pour le calcul des ouvrages comprennent :

#### VI.2.1. Les actions permanentes

- Le poids propre de la construction.
- Le poids des équipements fixes ;
- La précontrainte ;
- Le poids et les poussées des terres ;
- Le poids et la pression de l'eau extérieure pour les valeurs constantes dans le temps ;
- Les déplacements imposés.

#### VI.2.2. Les actions variables

- Le poids et la pression du liquide contenu.
- Les charges de neige et de vent ; pour les réservoirs surélevés, le site n'est jamais considéré comme protégé ;
- Les charges dues à l'exploitation de l'ouvrage ;
- Les charges dues à l'entretien des installations éventuellement.
- Les variations de pression de l'eau extérieure à l'ouvrage ;
- Les charges sur terre-plein ;

Les actions variables non définies par des textes réglementaires, sont précisées dans les SP.A défaut d'une telle précision pour les charges d'entretien sur les planchers.

### **VI.2.3.Les actions accidentelles**

Eventuellement le séisme ; Pour les autres actions accidentelles (plus hautes eaux, chocs, avalanches, etc.) les éléments techniques à prendre en compte sont définis dans les SP.

## **VI.3.Différents travaux à entreprendre**

### **VI.3.1.Travaux concernant l'adduction (Réalisation du réseau)**

#### **VI.3.1.1.Terrassement**

On commence par le terrassement qui a des travaux préalables ;

Ils comprennent :

- a)-L'abattage et le dessouchage des arbres, taillis, et haies situés dans l'emprise.
- b)-L'extraction des racines restantes et des anciennes souches mises à jour au cours de l'exécution de ces travaux,
- c)-L'évacuation ou la destruction sur place des produits de ces opérations,
- d)-La démolition des constructions, ceci après en avoir fait la demande à l'Ingénieur quelques jours fixées à l'avance, le défaut de réponse valant autorisation.

Les arbres dont la conservation est prescrite dans le marché doivent être soigneusement repérés lors de la reconnaissance initiale et faire l'objet d'une protection particulière.

- Les terrassements en tranchées pour pose de conduites seront exécutés à la pelle mécanique ou à la main dans les passages délicats, à proximité des canalisations ou câbles existants.
- Les tranchées seront ouvertes à la plus petite largeur possible permettant la pose convenable de la conduite.
- Les tranchées comporteront des niches pour la réalisation des joints entre tronçons de conduite. Les parois des fouilles seront verticales ou réalisées avec un fruit compatible avec la stabilité du sol.

#### **VI.3.1.2.Les essais pour les joins et la canalisation :(démonstration)**

On fait des essais de pression des conduites et des joints se fait avant le remblaiement, on l'effectue à l'aide d'une pompe d'essai qui consiste au remplissage en eau de la conduite sous une pression de 1,5 fois la pression de service à laquelle sera soumise la conduite lors du fonctionnement.

Cette démonstration doit durer quelques minutes (environ de 30min) où la variation ne doit pas excéder 0.2 bar.

#### **VI.3.1.3.Remblaiement des tranchées**

Il sera effectué en deux étapes : Remblai de calage et remblai tout -venant.

##### **a)Le remblai de calage**

Sera constitué des matériaux et mis en place par couches de 20 cm damées au moyen de matériel approprié.

La zone d'enrobage inclus un lit de sable sous la conduite d'une épaisseur minimale de 15cm.

**b) Remblaiement tout-venant**

Après la pose de conduite ; et avant la descente des conduites dans la fouille, on procède à un triage des conduites de façon à écarter celles qui ont subies des chocs et on les descend lentement à l'aide d'un engin de levage, dans le fond de la fouille. Le remblai tout-venant avec les déblais de la tranchée (après approbation de l'Ingénieur) remplira la partie supérieure de la tranchée.

**VI.3.1.4. Nivellement et compactage**

Après le remblaiement on procède au nivellement qui consiste à étaler les terres qui sont en monticule, ensuite au compactage pour augmenter la densité des terres et éviter le tassement par la suite.

**VI.4. Calcul des volumes des travaux de l'adduction****VI.4.1. Excavation**

Selon les caractéristiques du terrain ; l'excavation sera réalisée mécaniquement. La profondeur minimale de la tranchée à excavée atteint 1 m pour les raisons suivantes :

- Pour garder la fraîcheur de l'eau pendant les grandes chaleurs.
- Pour protéger la canalisation contre le gel.

La largeur de la tranchée doit être d'une façon qu'un homme puisse y travailler sans difficulté ; et elle est augmentée au diamètre des conduites à mettre en place ; on pratique aux endroits des joints des tuyaux ; des élargissements et approfondissement de la tranchée.

Donc l'excavation nécessite la détermination de plusieurs paramètres tels que : la profondeur H et la largeur b de tranchée .distance de la mise de la cavalière.

**VI.4.2. Déblais d'excavation**

Le volume des déblais est calculé en fonction des surfaces des coupes en travers

$$\text{Sachant que : } S_D = b * H_{tr} \quad (\text{VI.1})$$

$S_D$  : surface des déblais de chaque coupe;

b : largeur de la tranchée;

h : profondeur de la tranchée ;

$$V_D = S * L \quad (\text{VI.2})$$

$V_D$ : volume des déblais entre deux coupes consécutives;

L : distance entre deux coupes consécutives.

**VI.4.2.1. La profondeur de la tranchée**

$H_{tr}$  : c'est la profondeur de la tranchée dépend du diamètre de la conduite.

Elle est donnée par la relation suivante :

$$H_{tr} = D + h + h_1 \text{ (m)} \quad (\text{VI.3})$$

D : diamètre de la conduite (m).

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

On prend  $h = 1 \text{ m}$ .

$h_1$  : épaisseur du lit de pose  $h_1 = 0,15 \text{ m}$ .

**VI.4.2.2. Largueur de la tranchée**

La largeur de la tranchée sera calculée en fonction du diamètre de la conduite toute on laisse 30 cm d'espace de chaque côté de la conduite.

$$b = D + 0,5 \text{ m.}$$

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

**Tableau VI.1:** Calcul du volume du déblai de l'adduction.

D (mm)	L (m)	b (m)	H <sub>tr</sub> (m)	S <sub>D</sub> (m <sup>2</sup> )	V <sub>D</sub> (m <sup>3</sup> )
1100	2484	1.6	2,25	3,6	8942,40
900	3105	1.4	2,05	2,87	8911,35
600	12860,48	1.1	1,75	1,93	24820,73
400	69	0.90	1,55	1,4	96,60
450	51,75	0.95	1,60	1,52	78,66
700	906,24	1.2	1,85	2,22	2011,85
500	22761,74	1	1,65	1,65	37556,87
volume Total					82418,46

**VI.4.3. Lit de sable**

Le long de l'adduction, la conduite doit être posée sur un lit de sable de 15 cm d'épaisseur.

$$V_s = b * e * L \quad \text{(VI.4)}$$

Avec : V<sub>s</sub> : volume du lit de sable (m<sup>3</sup>) ;

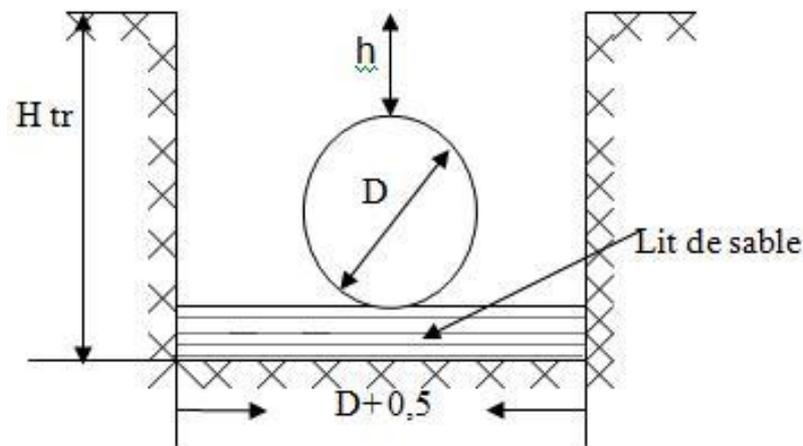
e : épaisseur du lit de sable, e = 15 cm ;

L : longueur de la tranchée (m).

Les résultats de calcul du volume du lit de sable figurent dans le tableau suivant :

**Tableau VI.2:** Calcul du volume du lit de sable.

D (mm)	L (m)	b (m)	e(m)	V <sub>s</sub> (m <sup>3</sup> )
1100	2484	1,6	0,15	596,16
900	3105	1,4	0,15	652,05
600	12860,48	1,1	0,15	2121,98
400	69	0,90	0,15	9,32
450	51,75	0,95	0,15	7,37
700	906,24	1,2	0,15	163,12
500	22761,74	1	0,15	3414,26
V <sub>Total</sub>				6964,27



**Figure VI.1:** Schéma d'une tranchée.

#### VI.4.4. Remblais compacté

Le volume des remblais sera le volume des déblais réduit du volume occupé par la conduite et du volume du lit de sable :

$$V_r = V_e - V_s - V_c \quad (\text{VI.5})$$

$V_r$  : volume du remblai

$V_e$  : volume du déblai (volume excavé)

$V_{cond}$  : volume occupé par la conduite.

$V_s$  : volume du lit de sable.

#### VI.4.5. Volume de la conduite

Après l'exécution des déblais de la tranchée et la mise en place du lit de sable, il y a la pose des conduites dont la connaissance de la section est importante pour la détermination du volume des remblais.

$$S_c = \frac{f * D^2}{4} \quad (\text{VI.6})$$

$S_c$  : section de la conduite (m<sup>2</sup>) ;

$D$  : diamètre de la conduite (m).

$$V_c = S_c * L \quad (\text{VI.7})$$

$V_c$  : volume de la conduite (m<sup>3</sup>)

Les calculs du volume des conduites sont représentées dans le tableau suivant :

**Tableau VI.3:** Calcul du volume des conduites.

D (mm)	L (m)	S (m <sup>2</sup> )	V (m <sup>3</sup> )
1100	2484	0,95	2359,81
900	3105	0,63	1956,15
600	12860,48	0,28	3600,93
400	69	0,13	8,97
450	51,75	0,16	8,28
700	906,24	0,38	344,37
500	22761,74	0,20	4552,35
Volume Total			12830,86

Alors :

Le volume des remblais sera le volume des déblais réduit du volume occupé par la conduite et du volume du lit de sable :

$$V_r = V_e - V_s - V_c \quad \text{(VI.8)}$$

Donc :  $V_r = 82418,46 - 6964,27 - 12830,86 = 62623,33 \text{ m}^3$

**Tableau VI.4:** Volumes des travaux de l'adduction.

N°	Désignation	Volume (m <sup>3</sup> )
1	Déblais	82418,46
2	Lit de sable	6964,27
3	Les conduites	12830,86
4	Remblais	62623,33

## VI.5. Planification VI.5.1. Méthode de planification VI.5.1.1. Méthode basée sur les réseaux

Les relations existantes entre les différentes tâches peuvent être représentées graphiquement, cette présentation est appelée réseau.

Il existe deux types de réseaux :

### ❖ Réseau à nœuds

Dans ce réseau l'opération est représentée par un nœud et la liaison entre deux opérations est accomplie par une flèche.

### ❖ Réseau à flèches

Dans ce réseau l'opération est représentée par une flèche et la liaison entre deux opérations est accomplie par un cercle appelé nœud.

**VI.5.1.2. Définitions des différentes méthodes****❖ Méthode P.E.R.T (Program Evaluation and Review Technic)**

Cette méthode est basée sur la loi de probabilité pour l'attribution du temps d'exécution de chaque tâche, elle est obtenue à partir de la loi de distribution normale.

**❖ Méthode CPM (Critical Path Méthode)**

La méthode CPM est utilisée pour n'importe quel ouvrage de construction, elle utilise les réseaux à nœuds et à flèches, son objectif est de réduire le temps de réalisation et le coup de projet ainsi que l'augmentation du rendement du travail.

**VI.5.2. Détermination de chemin critique par méthode de CPM****Tableau VI.5 : Détermination de chemin critique**

OPERATION	TR	Precede	Succede
A	<b>25</b>	B	-
B	16	C,D,E	A
C	23	F	B
D	11	F	B
E	22	F	B
F	13	G	C,D,E
G	16	H	F
H	<b>7</b>	-	G

**VI.5.2.1. Les significations des opérations (excavation) sont :**

A : Préparation et décapage de la zone de travail.

B : Piquetage.

C : Exécution du tranché

D : Aménagement du lit de pose.

E : La mise en place des canalisations en tranchée

F : Faire les essais d'étanchéité pour les conduites et joints.

G : Remblai des tranchées.

H : Travaux de finition.

## VI.5.2.2. Chemin critique

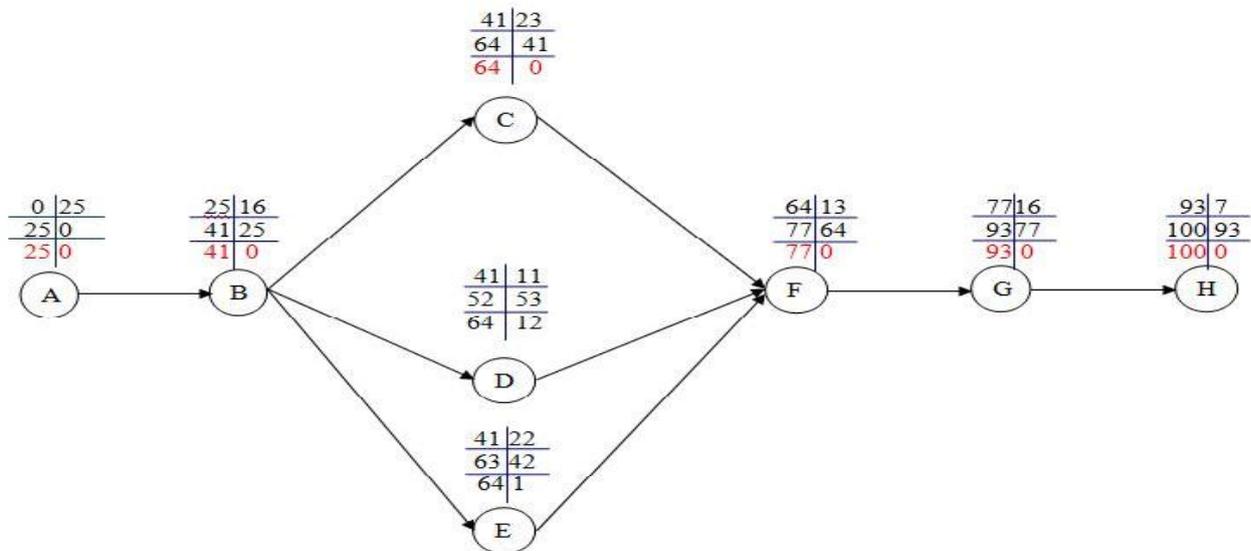


Figure VI.2: Réseau à nœuds

Par la méthode de CPM on trouve temps de réalisation final  $t=100$  jours

## VI.6. Choix des engins de terrassement

L'utilisation de gros engins mécaniques a réduit considérablement le prix et le temps des terrassements dont l'incidence, dans la construction des chantiers, se trouve ainsi sensiblement diminuée.

❖ Les engins que nous allons utiliser sont :

- 1- La pelle hydraulique ;
- 2- Le bulldozer ;
- 3- Le chargeur ;
- 4- Le compacteur ;

## VI.6.1. Pelle hydraulique

Les pelles sont des engins de terrassement qui conviennent à tous les terrains même durs : marnes compactes, conglomérats, pour le chargement des roches débitées, exploitation des carrières notamment.

La pelle peut porter divers équipement qui en font un engin de travail à plusieurs fins :

- Godet normal pour travail en butée.
- Godet retro pour travail en fouille et en tranché.
- Godet niveleur pour travail de décapage ou de nivelage.
- Benne preneuse pour terrassement en fouille ou déchargement de matériaux (sable, pierres...).
- Dragline pour travail en fouille.

Dans notre projet on utilise la pelle avec un godet équipé en retro pour faire les fouilles et les tranchés.

**VI.6.2. Bulldozer**

Grâce à sa puissance qui est caractérisée par celle du tracteur et qui varie jusqu'à 400 ch, ainsi que par la longueur de sa lame qui varie de 1,8 à 6m le bulldozer permet de préparer les terrains à excaver, et d'éliminer les obstacles.

Ce bulldozer est une pelle niveleuse montée sur un tracteur à chenille ; caractérisé par une lame profilée portée par deux bras articulés qu'un mécanisme hydraulique permet d'abaisser ou de lever. En mettant la lame en position intermédiaire, on peut régaler des tas de déblais en couche d'épaisseur de 20 à 30cm également.

**VI.6.3. Chargeur**

Est un engin pour le remblaiement ; il est comme un tracteur à pneus muni de godet de chargement et de déchargement à l'avant deux bras. Si les travaux ne sont pas très importants, on utilise le rétro chargeur.

**VI.6.4. Compacteur :**

C'est un engin peu encombrant, composé de deux petits cylindres d'environ 30 cm de diamètre muni d'un guidon. Cet engin sert au compactage des remblais des surfaces étroites telles que les fouilles des semelles, les casiers entre ceintures inférieures du bâtiment et les tranchées.



**Figure VI.3 :** Pelle hydraulique.



**Figure VI.4 :** Bulldozer.



**Figure VI.5 :** Chargeur.



**Figure VI.6 :** Compacteur Mono.

### **Conclusion**

D'après ce chapitre on peut conclure que l'organisation de chantier est nécessaire avant le commencement des travaux, car elle nous permet de définir tout les volumes des travaux nécessaires pour l'élaboration du chantier. D'autre part on peut avoir une information sur le temps de réalisation. L'organisation de chantier définit aussi tous les engins que l'on peut utiliser dans le chantier.

# **CONCLUSION GENERALE**

## CONCLUSION GENERALE

Au cours de ce présent travail, nous pensons avoir cerné les différentes phases de réalisation d'un projet d'adduction d'eau potable, ceci dans le but d'atteindre certains objectifs à savoir:

- 1) L'alimentation en eau potable répondant aux besoins de la population.
- 2) La répartition rationnelle de l'eau et son acheminement vers les localités concernées.

Cette étude d'approvisionnement en eau potable est faite pour l'horizon 2030, dont la population de toute la zone d'étude atteindra 210215 habitants.

L'importance des besoins en eau estimés pour les localités concernées par l'étude, a donné la nécessité de prévoir un transfert de  $31532.23 \text{ m}^3/\text{j}$  des eaux du barrage de Beni Haroun.

L'emplacement du réservoir tampon de Nord-Est de Chalhoun El Aid, est choisi de tel sort à assurer une alimentation gravitaire de la grande partie située à l'aval.

L'importance de la chaîne d'adduction, nous avons constaté qu'il est nécessaire de projeter deux réservoirs et deux bâches d'eau :

- 1) Deux réservoirs de stockage (R2) et (R3), qui sont projetés aux niveaux de Chalhoun El Aid et Tadjenanet d'une capacité  $2000 \text{ m}^3$  et  $4000 \text{ m}^3$ .
- 2) Deux bâches d'eau, l'une est en voisinage de (SP1), et l'autre est en voisinage de (SP2), leurs capacités successivement sont de  $552,346 \text{ m}^3$  et  $251.38 \text{ m}^3$

La différence d'altitude qui est de  $104,69 \text{ m}$  entre la première bache d'eau et le réservoir tampon a exigé l'implantation d'une station de pompage (SP1, est équipée avec des pompes de type PM125/2E) pour élever l'eau jusqu'à ce dernier.

La projection de la deuxième station de pompage (SP2, est équipée avec des pompes de type PM125/2C) à Chalhoun El Aid pour assurer l'alimentation de région de Tadjenanet.

Dans le but d'augmenter la durée de vie des conduites de refoulement et d'assurer un bon fonctionnement, une protection contre le coup de bélier de la conduite reliant :

- Le réservoir tampon (R1) à la (SP1), se fera à l'aide d'un réservoir d'air de volume de  $3344 \text{ L}$ .
- La (SP2) au réservoir (R3), se fera à l'aide d'un réservoir d'air de volume de  $39240 \text{ L}$ .

# **ANNEXES**

Annexe N° 1: la fraction horaire du débit maximum journalier.

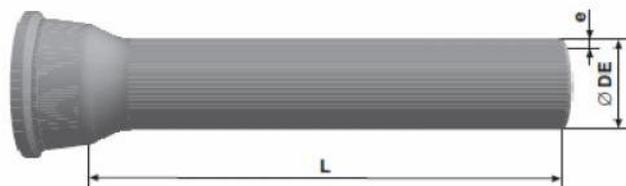
Heures	Nombre d'habitants				Aggl.de type rural
	< 10000	10000 à 50000	50000 à 100000	> 100000	
0-1	01	1.5	03	3.35	0.75
1-2	01	1.5	3.2	3.25	0.75
2-3	01	1.5	2.5	3.3	01
3-4	01	1.5	2.6	3.2	01
4-5	02	2.5	3.5	3.25	03
5-6	03	3.5	4.1	3.4	5.5
6-7	05	4.5	4.5	3.85	5.5
7-8	6.5	5.5	4.9	4.45	5.5
8-9	6.5	6.25	4.9	5.2	3.5
9-10	5.5	6.25	4.6	5.05	3.5
10-11	4.5	6.25	4.8	4.85	06
11-12	5.5	6.25	4.7	4.6	8.5
12-13	07	05	4.4	4.6	8.5
13-14	07	05	4.1	4.55	06
14-15	5.5	5.5	4.2	4.75	05
15-16	4.5	06	4.4	4.7	05
16-17	05	06	4.3	4.65	3.5
17-18	6.5	5.5	4.1	4.35	3.5
18-19	6.5	05	4.5	4.4	06
19-20	5.0	4.5	4.5	4.3	06
20-21	4.5	04	4.5	4.3	06
21-22	03	03	4.8	3.75	03
22-23	02	02	4.6	3.75	02
23-24	01	1.5	3.3	3.7	01
<b>Total</b>	100%	100%	100%	100%	100%

Annexe N°2: Tableau des prix des conduites en fonte ductile.

<b>Diamètre en (mm)</b>	<b>Prix de ml (DA)</b>
60	2464.36
80	3422.31
100	6682.31
125	7836.22
150	8534.23
200	10323.10
250	11542.36
300	12336.05
350	13521.23
400	14910.06
450	15982.11
500	17885.15
600	22831.78
700	27777.32
800	31722.86
900	35668.40
1000	39613.94
1100	43550.48

## Annexe N°3 : Caractéristiques des conduites en fonte.

### Tuyaux en fonte ductile, zinc + peinture bitumineuse DN 60 - 2000



DN mm	L m	DE mm	e fonte mm	Masse moy. par tuyau kg	Masse moy. métrique m
60	6,00	77	6,0	60,1	10,0
80	6,00	98	6,0	78,2	13,0
100	6,00	118	6,1	95,4	15,9
125	6,00	144	6,2	118,0	19,7
150	6,00	170	6,3	145,0	24,2
200	6,00	222	6,4	203,0	33,8
250	6,00	274	6,8	267,0	44,5
300	6,00	326	7,2	337,0	56,2
350	6,00	378	7,7	480,0	80,0
400	6,00	429	8,1	567,0	94,5
450	6,00	480	8,6	671,0	111,8
500	6,00	532	9,0	775,0	129,2
600	6,00	635	9,9	1007,0	167,8
700	7,00*	738	10,8	1515,0	216,4
800	7,00*	842	11,7	1856,0	265,1
900	7,00*	945	12,6	2223,0	317,6
1000	7,00*	1048	13,5	2621,0	374,4
1000	8,27*	1048	13,5	3085,0	373,0
1100	8,27*	1151	14,4	3604,0	435,8
1200	8,26*	1255	15,3	4153,0	502,8
1400	8,19	1462	17,1	5543,0	676,8
1500	8,18	1565	18,0	6236,0	762,3
1600	8,18	1668	18,9	6942,0	846,7
1800	8,17	1875	20,7	8430,0	1031,8
2000	8,13	2082	22,5	10093,0	1241,5

\* La longueur utile des tuyaux dépend de la profondeur de l'emboîtement. Consultez-nous pour les dimensions exactes.  
Tolérances: voir norme NBN EN 545

#### Jointes disponibles:

*Non verrouillé:* DN 60 – 2000 Standard  
DN 80 – 300 Tyton

*Verrouillé:* DN 60 – 600 Standard Vi  
DN 80 – 300 Tyton Sit ou Tyton Sit +  
DN 350 – 600 Standard V+i  
DN 350 – 600 Universal Standard Vi  
DN 350 – 1200 Universal Standard Ve  
DN 350 – 1200 Standard Ve  
DN 1400 – 1800 Pamlock (nous consulter)  
DN 2000 nous consulter

Annexe N°4: catalogue des moteurs asynchrones triphasés.

Puissance		Cn	Type	Intensité absorbée			Caractéristiques en charge						Vitesse MD <sup>2</sup> *		Masse approx.	
				In	Id	Cd/	Cm/	Rendement%			Cos. φ					B3
kW		mN		380 V	A	Cn	Cn	1/2	3/4	4/4	1/2	3/4	4/4	tr/mn	kg.m <sup>2</sup>	kg
<b>3000 tr/mn (moteurs 2 pôles)</b>																
11	15	15	PLS 160 MT	23,5	4,89	2,3	2	80	83,5	84,5	0,77	0,81	0,84	2850	0,098	60
15	20	20	PLS 160 MT	31,5	4,92	2,4	2,1	81	84	85	0,78	0,82	0,85	2850	0,123	68
18,5	25	25	PLS 160 L	36	6,28	2,4	2,2	83,5	87	87,5	0,80	0,86	0,89	2915	0,177	92
22	30	30	PLS 160 L	43	6,60	2,4	2,5	87	88,5	88,5	0,78	0,85	0,88	2925	0,203	100
30	40	40	PLS 180 MT	58	6,21	2,6	2,4	89	89,5	90	0,80	0,85	0,87	2905	0,296	135
37	50	50	PLS 180 L	69,3	5,84	2,1	2,5	89	90	90	0,81	0,87	0,90	2920	0,42	155
45	60	60	PLS 200 MT	83,5	5,45	2,1	2,2	88	90	90	0,80	0,86	0,90	2925	0,493	200
55	75	75	PLS 200 L	101,5	5,62	1,9	2,3	89	91	91,5	0,85	0,88	0,90	2935	0,730	225
75	100	100	PLS 225 MT	142	5,99	2	2,4	90,5	92	91,5	0,78	0,84	0,88	2935	0,964	270
90	125	125	PLS 250 S	182	5,20	2,1	2,2	89	91,5	90	0,75	0,83	0,85	2930	2,74	390
110	150	150	PLS 250 M	210	5,50	2,4	2	90,5	92,5	91	0,76	0,85	0,87	2930	3,24	430
132	180	180	PLS 280 M	231	6,15	2,2	2,3	92,5	93,5	94	0,89	0,91	0,92	2950	5,65	600
160	220	220	PLS 315 S	281	6,76	2,4	2,3	92	93,5	94	0,85	0,89	0,92	2960	7	690
200	270	270	LSP 315 M	354	8,39	3	3	93	94	94,5	0,83	0,87	0,88	2970	9,5	870
250	340	340	LSP 315 L	442	8,78	2,9	2,4	94	95	95	0,83	0,87	0,88	2970	11,5	965
280	380	380	LSPCB315LP2	503	5,8	1,1	2,2	93,6	94,1	94	0,88	0,90	0,90	2955	9,68	1139
315	430	430	LSPCB315LRQ2	556	6,2	1,2	2,4	94	94,6	94,6	0,88	0,91	0,91	2959	10,52	1192
355	480	480	LSPCB315LR2	626	6,3	1,2	2,5	94,3	94,8	94,7	0,88	0,91	0,91	2961	11,44	1253
400	545	545	LSPCB315L2	701	6,8	1,3	2,6	94,8	95,2	95,2	0,88	0,91	0,91	2962	12,48	1322
450	610	610	LSPCB355M	781	6,30	1,3	2,3	94,6	95,1	94,9	0,88	0,91	0,92	2958	16,3	1570
500	680	680	LSPCB355LI	862	7,30	1,6	2,5	94,9	95,6	95,5	0,88	0,91	0,92	2963	18,3	1680
560	760	760	LSPCB355L	966	7	1,6	2,4	95	95,6	95,5	0,88	0,91	0,92	2963	19,9	1750

Pour les puissances non indiquées et supérieures, nous consulter.  
 Pour toute autre tension que 380 V, veuillez vous reporter au paragraphe 1.1 Nature du courant.  
 Les valeurs de rendement et de cos. φ à 1/2 de charge sont approximatives.

\*J (moment d'inertie) =  $\frac{MD^2}{4}$

Couple nominal en mètre Newton (mN) =  $9550 \times \frac{P \text{ kW}}{N \text{ tr/mn en charge}}$

Annexe N°5-: Abaque de VEBERT pour le calcul du volume des réservoirs d'air.

ABAQUE

DE M. VIBERT

POUR LE CALCUL SIMPLIFIÉ  
DES RÉSERVOIRS D'AIR

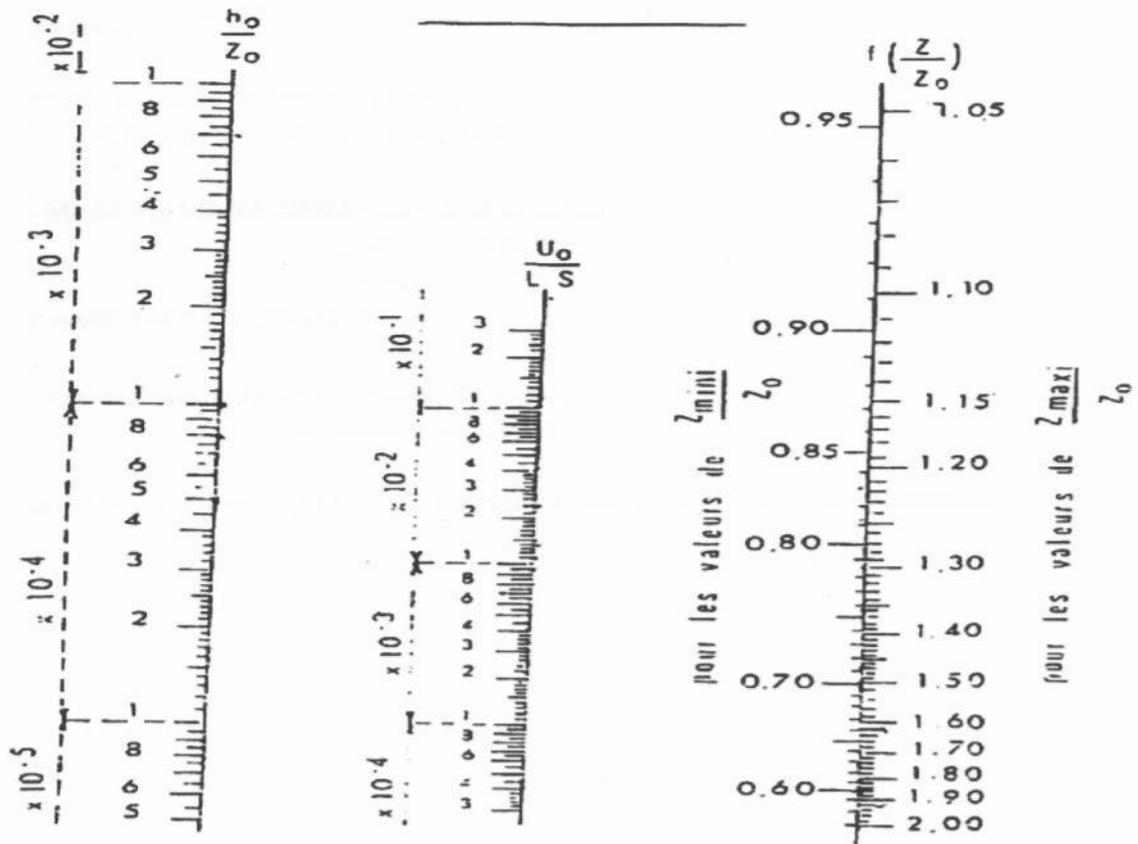


PLANCHE XXXVII

## **REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES**

## **REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES**

[1] **A. LENCASTRE** « HYDRAULIQUE GENERALE».Cepadu`es-**Editions**, 2000.p25,26,29, 37.

[2] **M.CARLIER** « HYDRAULIQUE GENERALE ET APPLIQUEE».Eyrolles, Paris 1972, p288, 289,292.

[3] **ANDRE.DUPONT** "Hydraulique urbaine", Tome II Eyrolles, paris 1977, p26, 43,51.

[4] **H. GODART** « Technique de l'ingénieur (technologie de l'eau) », édition T.I., p.C5195 – 10, 16, 18, 25.

[5] **A.G.H.T.M** « les stations de pompage », édition Technique et Documentation, Paris 1982, p100 ,101.