

Higher National School of Hydraulic

The Library

Digital Repository of ENSH



المدرسة الوطنية العليا للري

المكتبة

المستودع الرقمي للمدرسة العليا للري



The title (العنوان):

**Etude d'adduction d'alimentation en eau potable de  
l'agglomération de Haraza w.Blida.**

The paper document Shelf mark (الشفرة) : 1-0018-18

APA Citation (توثيق APA):

**Bengayou, Abdelmalek (2018). Etude d'adduction d'alimentation en eau potable de  
l'agglomération de Haraza w.Blida[Mem Ing, ENSH].**

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

Digital Repository of ENSH aims to limit scientific production, whether published or unpublished (theses, pedagogical publications, periodical articles, books...)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

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

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

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

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

كل الحقوق محفوظة للمدرسة الوطنية العليا للري.

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE -ARBAOUI Abdellah-

DEPARTEMENT D'HYDRAULIQUE URBAINE

## MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

**Option : ALIMENTATION EN EAU POTABLE**

**THEME :**

**Etude d'adduction d'alimentation en eau potable de  
L'agglomération de HARAZA W.Blida**

**Présenté Par :**

**M<sup>r</sup> BENGAYOU ABDELMALEK**

**Devant les membres du jury**

<b>Nom et Prénoms</b>	<b>Grade</b>	<b>Qualité</b>
M <sup>r</sup> S.BOUALEM	Professeur	Président
M <sup>me</sup> W.MOKRANE	M.A.A	Examineur
M <sup>me</sup> F.AMMOUR	M.A.A	Examineur
M <sup>me</sup> N.HADJ SADOK	M.A.A	Examineur
M <sup>r</sup> A.HACHEMI	M.C.B	Promoteur

**Session 2017- 2018**

# Remerciment

**J**e tiens à remercier et rendre grâce à DIEU le tout-puissant de m'avoir donné le courage et la volonté de terminer ce modeste travail.

Je tiens également à exprimer mes vifs remerciements à toutes les personnes qui m'ont aidé tout au long de mon travail, particulièrement à :

Mes chers parents, mes frères et mes sœurs pour les encouragements qu'ils m'ont manifestés tout au long de mon parcours.

Mon promoteur Mr A.HACHEMI pour son encadrement et ses orientations judicieuses qui m'ont été infiniment utiles.

J'adresse également mes sincères remerciements à :

Mr. B.SALAH qui m'a fait l'honneur de présider mon jury.

Aux membres de jury :

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

M<sup>me</sup> F.AMMOUR

M<sup>me</sup> N.HADJ SADOK

qui me font l'honneur d'apprécier et de juger ce travail

BENGAYOU Abdelmalek

# *Dédicace*

**J**e dédie ce modeste travail en signe de respect et de reconnaissance à Ma mère et Mon père pour tous leurs sacrifices et leur soutien moral et matériel dont ils ont fait preuve pour que je réussisse.

**E**t également à Mes frères, Mes sœurs ; Mes amies En un mot, à toute ma famille, mes amis sans exception et à tous ceux qui me sont chers.

BENGAYOU Abdelmalek

## ملخص :

نظرا للنمو الديموغرافي والتطور المعيشي الذي تشهده المدن في الجزائر، بالإضافة إلى انخفاض الموارد المائية، خاصة في الفترات الصيفية والذي يمكن أن يؤدي في بعض الأحيان إلى أوضاع متوترة من حيث إمدادات مياه الشرب. يهدف هذا المشروع لإجراء دراسة عامة حول إدارة وتوزيع مياه الشرب لسكان منطقة حرازة بولاية البليدة. تتطرق الى تحديد أبعاد الأنابيب، حجم الخزانات، محطات الضخ، ووضع وسيلة لحماية أنابيب الدفع خاصة من ظاهرة انتقالية تدعى المطرقة المائية، وتحديد طريقة انجاز المشروع مع تبيين مختلف الإمكانيات المسخرة لإنهائها من أجل الاستفادة المثلى من استغلال الموارد المائية المتاحة.

## Résumé :

L'essor démographique, et le développement économique que connaissent les villes en Algérie, conjugués à une diminution des ressources en eau, en période estivale, peuvent parfois entraîner des situations tendues en matière d'alimentation en eau potable.

Ce projet vise à mener une étude générale sur la gestion et la distribution de l'eau potable aux résidents de la région de Haraza.

Cette étude consiste à dimensionner le système d'adduction y compris les réservoirs et les stations de pompage, mettre un dispositif de protection des conduites contre un phénomène transitoire dit coup de bélier et établir une méthodologie de mise en œuvre du projet et les moyens déployés pour son exécution, Dans le but d'optimiser l'exploitation des ressources en eau disponibles .

## Abstract:

Algerian cities are known by population growth, economic development and decrease in water resources that can sometimes lead to tense situations in summer in terms of drinking water supply, its implementation, with the aim of optimizing the exploitation of available water resources.

This project aims to conduct a general study on the management and distribution of drinking water to residents of the Haraza region. It consists of sizing the water supply system including tanks and pumping stations, put a device for protecting the pipes against the transitory phenomenon of water hammer, establish a methodology for implementing the project and the available resources.

# SOMMAIRE

Introduction générale ..... 1

## Chapitre I :

### Présentation de la zone d'étude

Introduction ..... 3

I.1.Situation géographique de la zone d'étude..... 3

I.2.Situation topographique..... 4

I.3.Situation climatologique..... 5

I.4.Sismicité ..... 6

I.5.Situation démographique ..... 6

I.6.Situation hydraulique ..... 7

I.7.Etat des lieux ..... 8

Conclusion ..... 9

## Chapitre II :

### Estimation des besoins en eau

Introduction ..... 10

II.1. La population à l'horizon d'étude..... 10

II.2.Catégories des besoins en eau potable ..... 11

II.2.1.Les besoins domestiques..... 11

II.3.Fuites et gaspillage..... 14

II.3.1.Débits des fuites de Guerouaou ..... 14

II.3.2.Débits de fuites de Sidi Aissa, Abadi, Haraza : ..... 14

II.4.Récapitulatif des différentes consommations journalières ..... 14

II.5.Variations de consommation maximale et minimale journalière ..... 15

II.5.1.Consommation maximale journalière..... 15

II.5.2.Consommation minimale journalière..... 15

II.6.Variation des débits horaires ..... 17

II.7.Calcul de déficit de consommation..... 21

Conclusion ..... 22

## Chapitre III :

### Etude de l'adduction

Introduction ..... 23

III.1.Type d'adduction ..... 23

III.1.1.Adduction gravitaire ..... 23

---

III.1.2.Adduction par refoulement .....	23
III.1.3.Adduction mixte .....	23
III.2. Types d'écoulement dans les conduites d'adduction .....	23
III.2.1.Ecoulement à surface libre.....	24
III.2.2.Ecoulement en charge.....	24
III.3.Choix du tracé.....	24
III.4.La ligne piézométrique .....	25
III.5.L'air dans les tuyauteries .....	25
III.6.Choix des matériaux de canalisation .....	26
III.6.1.Fonte .....	27
III.6.2.Acier .....	27
III.6.3.PRV (Polyester Renforcé de fibre de Verre).....	27
III.6.4.PVC (Polychlorure de vinyle) et PEHD (polyéthylène).....	28
III.7.Calcul hydraulique.....	28
III.7.1. Cas gravitaire .....	28
III.7.2.Cas refoulement.....	29
III.8.Proposition des variantes .....	34
III.8.1.Choix de la variante du tracé d'adduction .....	36

## **Chapitre IV :**

### **Les réservoirs**

Introduction .....	42
IV.1.Le rôle des réservoirs.....	42
IV.2.Emplacement du réservoir : .....	43
IV.3.Classification des réservoirs .....	43
IV.4.Choix du réservoir .....	44
IV.5.Equipements du réservoir .....	44
IV.5.1.Conduite d'arrivée ou d'alimentation .....	45
IV.5.2.Conduite de distribution .....	45
IV.5.3.Trop plein .....	45
IV.5.4.Vidange .....	45
IV.5.5.By-pass .....	45
IV.6. Détermination du volume des réservoirs d'alimentation .....	46
IV.6.1.La méthode analytique .....	46
IV.6.2.Méthode graphique.....	47

---

---

IV.7.Dimensionnement du réservoir .....	47
IV.7.1.Réservoir de stockage.....	47
IV.7.2.Dimensionnement de la bâche de reprises de la station de pompage(SP).....	49
IV.8.Hygiène et sécurité des réservoirs .....	50
Conclusion :.....	50

### **Chapitre V :**

#### **Etude de pompage**

Introduction .....	51
V.1.Définition.....	51
V.2.Type de pompe.....	51
V.2.1.Pompes volumétriques.....	51
V.2.2.Les turbopompes.....	51
V.2.3.Les pompes centrifuges .....	53
V.3.Disposition et installation d'une pompe centrifuge .....	53
V.3.1.Pompe installée en charge.....	53
V.3.2.Pompe installée en aspiration.....	54
V.4.Choix du type de la pompe .....	54
V.5.Choix du nombre de pompe .....	55
V.6.Choix de l'emplacement de la station de pompage.....	55
V.7.Couplage des pompes .....	55
V.7.1.Couplage en parallèle.....	56
V.7.2.Couplage en série.....	56
V.8.Courbes caractéristiques des pompes.....	57
V.9.Courbe caractéristique d'une conduite de refoulement.....	57
V.10.Point de fonctionnement des pompes.....	58
V.11.Modes de réglage .....	59
V.12.Cavitation.....	60
V.13.Calage des pompes Centrifuges .....	62
V.13.1.Installation en charge .....	62
V.13.2.Installation en aspiration.....	63
V.14.Moteur d'entraînement .....	63
V.14.1.Définition :.....	63
V.14.2.Choix du moteur .....	63
V.14.3.Vitesse de rotation du moteur : .....	63

---

---



V.15. Application à l'adduction de région de Haraza .....	63
V.15.1. Pour la station SP : .....	63
V.15.2.Equipements en amont.....	69
V.15.3.Equipements en aval .....	70
V. 15.4.Génie civil de la station de pompage .....	71
V.16.Equipements auxiliaire .....	74
V.16.1.Système de levage.....	74
V.16.2.Système de commande automatique et de contrôle .....	74
V.16.3.Système de ventilation .....	74
V.16.4.Système d'alimentation électrique.....	74
V.16.5.Système anti-incendie .....	74
V.16.6.Système de drainage .....	74
Conclusion.....	75

### **Chapitre VI :**

#### **Protection des conduites contre le coup de bélier**

Introduction .....	75
VI.1.Protection des conduites contre le coup de bélier .....	75
VI.1.1.Les cause du coup de bélier .....	75
VI.1.2.Les conséquences du coup de bélier .....	76
VI.1.3.Description des phénomènes physiques .....	76
VI.1.4.Protection de la conduite gravitaire contre le coup de bélier.....	78
VI.1.5.Protection de la conduite de refoulement contre le coup de bélier .....	80
VI.2.Protection de la conduite .....	83
VI.2.1.Calcul de la célérité d'ondes .....	83
Conclusion :.....	86

### **Chapitre VII :**

#### **Organisation de chantier**

Introduction .....	87
VII.1. Différents travaux à entreprendre.....	87
VII.1.1.Travaux concernant l'adduction.....	87
VII.1.2.Travaux concernant les stations de pompage (H.GODART).....	88
VII.1.3.Travaux concernant les réservoirs (H.GODART).....	88
VII.1.4.Choix des engins de terrassement (A.G.H.T.M, 1983).....	88
VII.2.Pose de canalisation .....	89

---

---

VII.2.1.Les actions reçues par les conduites .....	89
VII.2.2.Réalisation des fouilles .....	89
VII.2.3.La mise en tranchée.....	91
VII.2.4.Epreuve des joints et canalisation principale.....	91
VII.2.5.Remblaiement des tranchées .....	91
VII.2.6.Le compactage .....	91
VII.3.Pièces spéciales .....	91
VII.3.1.Robinets vannes .....	92
VII.5.Calcul des volumes des travaux de l'adduction .....	93
VII.5.1.Déblais d'excavation.....	93
VII.5.2.Lit de sable .....	94
VII.5.3.Remblais compacté .....	94
VII.5.4.Calcul du volume de terre à évacuer .....	94
VII.6.Calcul du volume des travaux de la station de pompage.....	95
VII.6.1.Volumes .....	95
VII.7.Protection et sécurité du travail .....	98
VII.7.1.Causes des accidents de travail dans un chantier hydraulique.....	98
VII.7.2.Liste des conditions dangereuses.....	99
VII.7.3.Liste des actions dangereuses .....	99
VII.7.4.Mesures préventives pour éviter les causes des accidents.....	100
Conclusion.....	101
Conclusion Générale.....	102
Bibliographie .....	103
Annexes .....	104

---

---

# LISTE DES FIGURES

## Chapitre I :

### Présentation de la zone d'étude

<b>Figure I.1</b> : Situation Administratif des régions Hazara, Sidi Aissa, Abadi .....	4
<b>Figure I.2</b> : Image Satellitaire de la région Haraza, Sidi Aissa .....	4
<b>Figure I.3</b> : Vue sur la station de traitement (monobloc) de Sidi Aissa .....	9

## Chapitre II :

### Estimation des besoins en eau

<b>Figure II.1</b> : Répartition des débits horaires de la commune de Guerouaou.....	19
<b>Figure II.2</b> : Courbe intégrale de la consommation horaire de la commune de Guerouaou ...	19
<b>Figure II.3</b> : Répartition des débits horaires des régions Haraza, Abadi, Sidi Aissa .....	21
<b>Figure II.4</b> : Courbe intégrale de la consommation horaire des régions Haraza, Abadi, Sidi Aissa .....	21

## Chapitre III :

### Etude de l'adduction

<b>Figure III.1</b> : Tracé de la variante N°01 .....	35
<b>Figure III.2</b> : Tracé de la variante N°02 .....	36
<b>Figure III.3</b> : Bilan total du tronçon R1- R2 .....	39
<b>Figure III.4</b> : Bilan total du tronçon (R2- Rt (203.66m NGA)).....	41

## Chapitre IV :

### Les réservoirs

<b>Figure IV.1</b> : Arrivée en chute libre .....	45
<b>Figure IV.2</b> : Réservoir circulaire enterrée – semi enterrée .....	46

## Chapitre V :

### Etude de pompage

<b>Figure V.1</b> : Constitution d'une pompe centrifuge.....	52
<b>Figure V.2</b> : Schéma d'une pompe centrifuge installée en charge.....	54
<b>Figure V.3</b> : Schéma d'une pompe centrifuge installée en aspiration .....	54
<b>Figure V.4</b> : Couplage en parallèle .....	56
<b>Figure V.5</b> : Couplage en série .....	57
<b>Figure V.6</b> : Graphe représentatif de la détermination de point de fonctionnement. ....	58
<b>Figure V.7</b> : point de fonctionnement de pompe .....	66
<b>Figure V.8</b> : Équipements en aval.....	70

## Chapitre VI :

**Protection des conduites contre le coup de bélier**

**Figure VI.1** : Schéma des quatre phases du coup de bélier..... 78

**Figure VI.2** : Réservoir d'air ..... 80

**Figure VI.3** : Variation du volume d'air du réservoir anti bélier en cours des phases de fonctionnement ..... 81

**Figure VI.4** : Cheminée d'équilibre ..... 82

**Figure VI.5** : Soupape de décharge ..... 82

**Chapitre VII :**

**Organisation de chantier**

**Figure VII.1** : Profondeur de tranchée..... 90

# LISTE DES TABLEAUX

## Chapitre I :

### Présentation de la zone d'étude

<b>Tableau I.1 :</b> Températures de l'année 2014 .....	5
<b>Tableau I.2 :</b> Humidité de l'année 2014 .....	5
<b>Tableau I.3 :</b> précipitations moyennes mensuelles (1996 – 2010) .....	6
<b>Tableau I.4 :</b> Population en 2016 .....	6
<b>Tableau I.5 :</b> Productions des forages de GUEROUAOU .....	7

## Chapitre II :

### Estimation des besoins en eau

<b>Tableau II.1 :</b> Population en 2016.....	10
<b>Tableau II.2 :</b> Evolution de la population Guerouaou .....	11
<b>Tableau II.3 :</b> Evolution de la population Haraza, Abadi et Sidi Aissa.....	11
<b>Tableau II.4 :</b> Tableau récapitulatif des consommations journalières (2046) .....	11
<b>Tableau II.5 :</b> Tableau récapitulatif des consommations journalières.....	12
<b>Tableau II.6 :</b> Tableau récapitulatif des besoins scolaires a l'horizon 2046 .....	12
<b>Tableau II.7 :</b> Tableau récapitulatif des besoins sanitaires à l'horizon 2046.....	13
<b>Tableau II.8 :</b> Tableau récapitulatif des besoins socioculturels a l'horizon 2046.....	13
<b>Tableau II.9 :</b> Tableau récapitulatif des besoins administratifs à l'horizon 2046 :.....	13
<b>Tableau II.10 :</b> Tableau récapitulatif des différentes consommations journalières a l'horizon 2046 .....	14
<b>Tableau II.11 :</b> Consommations maximale et minimale journalière pour chaque commune a l'horizon 2046 : .....	16
<b>Tableau II.12 :</b> résumé des débits max journaliers : .....	16
<b>Tableau II.13 :</b> Variation du débit horaire pour la commune de .....	
<b>Tableau II.14 :</b> Variation du débit horaire de SIDIAISSA, ABADI, HARAZA, les 7 cites et l'Université .....	20
<b>Tableau II.15 :</b> Tableau des déficits à combler à l'année 2046.....	22

## Chapitre III :

### Etude de l'adduction

<b>Tableau III.1 :</b> Coefficients $K'$ , $m$ , $\square$ pour différents types du tuyau .....	29
<b>Tableau III.2 :</b> Variation journalière des tarifs de l'énergie.....	33
<b>Tableau III.3 :</b> Calcul HMT du tronçon (R1- R).....	38
<b>Tableau III.4 :</b> Frais d'investissement tronçon (R1- R) .....	38

<b>Tableau III.5</b> : Frais d'exploitation tronçon (R1- R).....	38
<b>Tableau III.6</b> : Bilan de tronçon (R1- R).....	39
<b>Tableau III.7</b> : Calcul HMT du tronçon (SP- R (203.66 m NGA) .....	40
<b>Tableau III.8</b> : Frais d'investissement (SP- R(185.64 m NGA)) : .....	40
<b>Tableau III.9</b> : Frais d'exploitation (SP- R (203.66m NGA)) : .....	40
<b>Tableau III.10</b> : Bilan de tronçon (SP- R (203.66 m NGA)).....	40
<b>Tableau III.11</b> : Comparaison entre les variantes retenues :.....	41

**Chapitre IV :**

**Les réservoirs**

<b>Tableau IV.1</b> : Evaluation du volume résiduel du réservoir de HARAZA.....	48
---	----

**Chapitre V :**

**Etude de pompage**

<b>Tableau V.1</b> : Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre .....	64
<b>Tableau V.2</b> : Caractéristiques de la pompe choisi pour SP .....	65
<b>Tableau V.3</b> : Courbe caractéristique de la conduite de refoulement .....	65
<b>Tableau V.4</b> : Variation de la tension de vapeur d'eau en fonction de la température. ....	67
<b>Tableau V.5</b> : Récapitulation des dimensions du bâtiment de la station.....	73

**Chapitre VI :**

**Protection des conduites contre le coup de bélier**

<b>Tableau VI.1</b> : Les caractéristiques de tronçon d'adduction de refoulement.....	83
<b>Tableau VI.2</b> : Calcul de célérité d'onde des différents tronçons de l'adduction de refoulement.....	85
<b>Tableau VI.3</b> : Calcul de volume de réservoir d'air de l'adduction de refoulement.....	85

**Chapitre VII :**

**Organisation de chantier**

<b>Tableau VII.1</b> : Calcul des volumes pour l'adduction .....	95
<b>Tableau VII.2</b> : Récapitulation des dimensions du bâtiment de la station.....	95
<b>Tableau VII.3</b> : les travaux de la station de pompage. ....	97
<b>Tableau VII.4</b> : Devis des différents travaux de la station de pompage.....	97
<b>Tableau VII.5</b> : Devis des différents travaux de réservoir .....	98

# LISTE DES PLANCHES

- ✓ Planche N° 1. Plan de la station de pompage ;
- ✓ Planche N° 2. Planche d'accessoires ;
- ✓ Planche N° 3. Planche de réservoir
- ✓ Planche N° 4. Profil en long.
- ✓ Planche N° 5. Schéma verticale

---

---

# NOMENCLATURE

- A : Amortissement annuel.
  - APC : Assemblé populaire communal.
  - C : Capacité de portée du pont roulant (kg).
  - c : Célérité d'onde (m/s).
  - DRE : Direction des ressources hydrique.
  - dot : Dotation journalière (l/j/hab.).
  - D : Diamètre (m).
  - E : Energie consommée pendant une année (Kwh).
  - H : Hauteur utile optimale d'eau (m).
  - H<sub>p</sub> : Hauteur de la pompe (m).
  - H<sub>s</sub> : Hauteur du socle (m).
  - H<sub>r</sub> : Hauteur de réserve (m).
  - H<sub>0</sub> : Pression minimal (m).
  - H<sub>app</sub> : Hauteur manométrique appelée (m).
  - i : Taux d'annuités.
  - K : Dépenses annuelles d'énergie (DA).
  - K<sub>max,j</sub> : Coefficient d'irrégularité maximum journalier .
  - K<sub>min,j</sub> : Coefficient d'irrégularité minimum journalier .
  - n : Durée de l'amortissement de la conduite.
  - N : Nombre de consommateurs (hab).
  - N<sub>m</sub> : Vitesse de rotation du moteur (tr/mn).
  - N<sub>p</sub> : Vitesse de rotation de la pompe (tr/mn).
  - P<sub>moy</sub> : Précipitations moyennes annuelles (mm).
  - P : Puissance de pompage (Kw).
  - P<sub>m</sub> : Puissance du moteur (watt)
  - Q<sub>perte</sub> : Débit des pertes.
  - Q<sub>moy,j</sub> : Consommation moyenne journalière (m<sup>3</sup>/j).
  - Q<sub>max,j</sub> : Débit de consommation maximum journalier (m<sup>3</sup>/j)
  - Q<sub>min,j</sub> : Débit de consommation minimum journalier (m<sup>3</sup>/j).
  - Q<sub>moy,h</sub> : Débit moyen horaire (m<sup>3</sup>/h).
  - Q<sub>app</sub> : Débit demandé ou débit appelé.
  - Re : Nombre de Reynolds.
  - S<sub>f</sub> : Surface d'une seule fenêtre (m<sup>2</sup>).
  - SP : Station de pompage.
  - S : Section du réservoir (m<sup>2</sup>).
  - T<sub>moy</sub> : Températures moyennes mensuelles(c°).
  - t : Temps de pompage par jour (h).
  - T<sub>f</sub> : Temps de fonctionnement de la pompe
  - T<sub>v</sub> : Tension de vapeur d'eau (m.c.e).
  - U<sub>0</sub> : Volume d'air comprimé (m<sup>3</sup>).
  - V<sub>moy</sub> : Vitesses du vent moyennes (Km/h) .
- 
-



# **Introduction générale**

### Introduction générale

Le manque d'eau potable est devenu la préoccupation quotidienne des algériens, c'est dans ce contexte que s'inscrit notre étude qui consiste à l'étude d'alimentation en eau potable de la région de HARAZA wilaya de BLIDA pour reprendre confortablement a la demande a notre horizon de calcul 2046.

On constate que le système d'AEP actuel adduction et compliqué et liées.

Pour cela il est obligé de projeter un système de sécurisation de l'AEP des fractions d'études.

L'alimentation des fractions d'étude se fait a partir du captage de SIDI AISSA mais

Ou a partir des eaux des forages de GUEROUAOU (Réservoir 500m<sup>3</sup> et 1000 m<sup>3</sup>).

Donc on doit projeter deux conduites d'adduction : l'une à partir du captage de SIDI AISSA et l'autre à partir des deux Réservoirs 500 m<sup>3</sup> et 1000 m<sup>3</sup> de GUEROUAOU).

Notre étude comporte sept chapitres qui peuvent être répartis sur quatre parties principales.

La première partie peut contenir les deux chapitres suivants :

-Une présentation globale du site : avant d'entamer le calcul hydraulique, il est nécessaire d'avoir certaines reconnaissances et données de bases, la détermination de la zone d'études, le nombre d'habitants.

-Estimation des besoins en eau : dans ce chapitre, nous examinerons les besoins qui doivent satisfaire la demande. L'aspect quantitatif des besoins nous pertra 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.

La deuxième partie : l'étude vise ici, à définir l'ensemble des ouvrages et équipements pour assurer un approvisionnement en eau optimal de notre zone citée si avant. Elle englobe les trois chapitres suivants :

-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)

-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.

- 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. Et on terminera ce chapitre par l'étude de la cavitation.

La troisième partie sera consacrée pour les protections nécessaires pour l'adduction, à savoir :

Le coup de bélier : dont on étudiera, les causes qui peuvent créer ce phénomène :

Les suppressions et les dépressions dans les conduites qui ne doivent pas dépasser les pressions maximales de service, les différents dispositifs de protections, et cela afin d'éviter les dégâts qui peuvent survenir dans les conduites.

- Organisation de chantier, protection et sécurité de travail.

# **Chapitre I :**

## **Présentation de la zone d'étude**

**Introduction**

Ce chapitre portera sur la description générale de toutes les données qui concernent la zone d'étude du point de vue géographique, topographique, climatologique, géologique, démographique et hydraulique, pour connaître les caractéristiques de la zone qui peuvent influencer la réalisation du projet.

**I.1.Situation géographique de la zone d'étude**

L'agglomération HARAZA étant partie intégrante de la commune de GUEROUAOU, les éléments naturels qui caractérisent cette zone d'étude sont identiques à ceux de la ville de Guerouaou.

Haraza, Sidi Aissa (les zones éparses) et Abadi sont situées au pied de la montagne de Chrea, d'où sa vocation agricole dominante.

Elles sont situées à 15 km environ à l'Est de la ville de Blida, Au carrefour d'un axe routier d'importance nationale vers la wilaya de Blida.

Cette commune possède un territoire, l'un dans la plaine de la Mitidja et l'autre dans l'atlas Blidéen, L'altitude moyenne est environ 200 m.

La commune Hazara est située à l'est de la wilaya de blida à environ 6 km au nord-est de Blida et à environ 40 km au sud-ouest d'Alger et à environ 34 km au nord- de Médéa. Elle s'étend sur une superficie de 18.01 km<sup>2</sup> se distingue par sa forte dominance rurale. Elle est limitée par :

- la commune de Boufarik au nord
- La commune de Chréa au Sud
- la commune Ouled Yaïch à l'Ouest
- la commune Soumaa à l'Est



**Figure I.1 :** Situation Administratif des régions Hazara, Sidi Aissa, Abadi (Source : Google Maps)



**Figure I.2 :** Image Satellitaire de la région Haraza, Sidi Aissa (Source : Google Earth)

## I.2.Situation topographique

### RELIEF

Faisant partie de la plaine ci-dessus nommé le site de d'étude est en grande partie forte pente, L'altitude varie de 160 à 220 m de Nord au Sud.

### I.3.Situation climatologique

#### I.3.1.Climatologie

La Mitidja subit une double influence de la mer et de la montagne donc le climat a des particularités continentales, caractérisé par une irrégularité pluviométrique annuelle et inter annuelle. Les localités, par ces situations géographiques, jouit d'un climat méditerrané. Le caractère principal de ce climat est l'alternance d'une saison chaude sèche s'étalant du mois mai au mois de septembre, suivi d'une saison froide et humide d'octobre en avril.

#### I.3.2.Températures

Le climat de zone d'étude est assez frais, quoi qu'il présente des températures assez élevées pendant la saison estivale. Le mois le plus chaud est le mois d'Aout, avec une température de  $20,6\text{ }^{\circ}\text{C}$ , tandis que le mois de janvier est le plus froid  $10,9\text{ }^{\circ}\text{C}$ .

**Tableau I.1** : Températures de l'année 2014

<i>T°C</i>	<i>J</i>	<i>F</i>	<i>M</i>	<i>A</i>	<i>M</i>	<i>J</i>	<i>J</i>	<i>A</i>	<i>S</i>	<i>O</i>	<i>N</i>	<i>D</i>	<i>Moy Annual</i>
<i>Max</i>	19	19,5	25	26	38,5	41,5	39,5	35	30,5	32	22	17	28,79
<i>Min</i>	3	2,5	6	9	13,5	19,5	23	22,5	17	14	8	2,5	11,71
<i>Moy</i>	10,9	11	14	15,3	22,9	26,9	29,8	28,4	22	20,6	14,3	10,5	18,88

Source : ANRH 2014

Les températures moyennes les plus élevées se trouvent durant les mois de juillet et Aout.

#### I.3.3.Humidité

**Tableau I.2** : Humidité de l'année 2014

<i>Mois</i>	<i>J</i>	<i>F</i>	<i>M</i>	<i>A</i>	<i>M</i>	<i>J</i>	<i>J</i>	<i>A</i>	<i>S</i>	<i>O</i>	<i>N</i>	<i>D</i>
<i>Hum %</i>	14.8	12.6	19.2	21.0	19.8	28.3	31	29.2	33.0	28.2	19.0	14.5

Source : ANRH 2014

Les mois les plus humides sont : Juillet, Aout, Septembre, Octobre.

#### I.3.4.Pluviométrie

Le régime pluviométrique est représenté par une double irrégularité annuelle et interannuelle. Les précipitations les plus importantes s'étalent sur trois mois (Octobre, Novembre, Décembre).

**Tableau I.3** : précipitations moyennes mensuelles (1996 – 2010)

Mois	Jan	Fév.	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Août	Sep.	Oct.	Nov.	Déc.	Moy annuelle
Precipitation (mm)	25	22.7	63	79	49	32.7	29	22.2	35.4	105.4	90	150.1	58.63

Source : ANRH 2014

**I.4.Sismicité**

D'après le règlement parasismique en vigueur, le terrain concerné par l'étude est classé en Zone II a, c'est-à-dire que c'est une zone à moyenne sismicité.

**I.5.Situation démographique**

En absence des données réelles concernant la population pour chaque agglomération (on trouve seulement le nombre total des habitations de Guerouaou au différent recensement).

On estime le nombre d'habitant à partir du nombre de logements.

Aussi, On considère que chaque logement contient 7 habitants. Cette méthode donne les résultats suivants :

**Tableau I.4** : Population en 2016

Désignation	Populations 2016 (Habitant)
Agglomération de Haraza	350
Agglomération de Sidi Aissa	315
Agglomération d'Abadi	1470
Les 07 cités universitaires (01+02+03+04+05+06+07)	14234
Commune de GUEROUAOU	20134

Source : APC Gurouaou

**N.B :**

On procédera la collecte des informations nécessaires a l'étude auprès des administrations et organismes concernés.

- Le nombre de lit des 07 cités universitaires(01+02+03+04+05+06+07) suivant la source des statistiques 2013.



- Le nombre des habitants de la commune de GUEROUAOU à l'an 2016 est une donnée de l'APC de GUEROUAOU.
- Les besoins d'eau total de la commune de GUEROUAOU suivant la subdivision des ressources en eau de la daïra de BOUFARIK est de 10750m<sup>3</sup>/jour (en prend en considération les 07 cités universitaires et l'université).
- Le nombre total des habitants des fractions HARAZA, SIDI AISSA et ABADI a l'an 2016 est de 2135 habitants.

## I.6.Situation hydraulique

### I.6.1.Sources souterraines

Actuellement la ville de Guerouaou est alimentée par 06 forages exploitation et un captage de source (source de SIDI MOUSSA).un sixième et nouveau forage en cours de réalisation.

Les productions de forages de Guerouaou sont illustrées dans le tableau suivant :

**Tableau I.5** : Productions des forages de GUEROUAOU

Désignation des Forages	Débit d'exploitation (l/s)	Production horaire (m <sup>3</sup> /h)	Production journalière (m <sup>3</sup> /j)	Les Corddonne	
				X	Y
F01	9	32,4	777,6	8034,21	4010.92
F02	7,5	27	648	7458.97	3981.68
F03	7,5	27	648	7506.27	5092.62
F04	7,5	27	648	7938.69	5282.84
F05	10	36	864	7434.91	4162.32
F06	8	28,8	691,2	7604.73	5152.88
TOTAL	49,5	178,2	4279,8		

Source (APC de Guerouaou)

### I.6.2.Ouvrages de stockages

Le captage des eaux de Sidi Aissa Q= (30-45) l/s qui circulent gravitairement vers la station de traitement (monobloc) de SIDI AISSA à l'aide d'une conduite de DN400 PVC.

Cette station monobloc est de capacité minimal de 30.00 l/s et de capacité maximal de 60.00l/s.

Au niveau de la station de traitement de Sidi Aissa, on a deux Réservoirs de stockage d'une capacité total de (2x100) m<sup>3</sup>.

La distribution vers les abonnées de la ville de Guerouaou se fait à partir du R(2 X100) m<sup>3</sup> et à l'aide d'une conduite de DN300 PVC puis une réduction en DN200 PVC vers les deux Réservoirs 500 et 1000 m<sup>3</sup> de quatre fermes.

Aussi ces deux Réservoirs R (2X100) du captage de SIDI AISSA refouler l'eau vers le Réservoir 350 m<sup>3</sup> de l'ENSH par une conduite de DN200 PVC et ça à partir du piquage sur la conduite principale DN300 PVC de R (2X100).

On signale que le Réservoir 350 m<sup>3</sup> de l'ENSH refoule l'eau vers le Réservoir (2\*2000) m<sup>3</sup> de l'université par une conduite de DN300A puis une réduction en DN160PVC.

Le réservoir 350m<sup>3</sup> de l'ENSH alimente les cités 4, 5, 6 et l'ENSH avec une conduite de DN200PVC. Il alimente aussi les trois autres cités 1et 2et 3 par une conduite DN50.

On constate que les deux Réservoirs 1200m<sup>3</sup> et 100m<sup>3</sup> assurent la distribution vers les abonnées de GUEROUAOU et SOUMMA avec conduites DN300, DN200 successivement.

On signale qu'à partir de cette conduite de distribution DN300 PVC des réservoirs (2\*100) m<sup>3</sup> de la station de traitement SIDI AISSA il ya un piquage de DN200 PVC vers des habitants de la partie inférieure de HARAZA et le centre de SIDI AISSA (mentionnée sur plan-les habitations à proximité de Mosquée).

Durant la période de l'été. On a constaté un manque d'eau important pour les fractions d'études (HARAZA+SIDI AISSA et ABADI).

### **I.7.Etat des lieux**

Suite aux enquêtes sur terrain, les témoignages des citoyens et le service technique de la commune Guerouaou et le service des ressources en eau de la daïra de Boufarik, nous pouvons tirer les constatations suivantes :

**Cité HARAZA** : Apparition des branchements individuels du réseau d'AEP de distribution de diamètre DN 90 PVC à partir du conduite DN200 PVC (coté bas de HARAZA et partie de la mosquée...).

**Cité ABADI** : La zone d'étude est une extension.

**Cité SIDI AISSA** : Absence du réseau d'AEP de distribution conforme aux norme et apparitions des branchement individuels sur la conduite de distribution existant DN300 PVC à partir des deux Réservoirs(2\*100)m<sup>3</sup> de la station de traitement de Sidi Aissa vers R(1200+100) m<sup>3</sup> de GUEROUAOU.



**Figure I.3 :** Vue sur la station de traitement (monobloc) de Sidi Aissa

### **Conclusion**

Dans ce chapitre nous avons représenté la région d'étude, connaître la topographie, le climat, la géologie et la situation démographique et hydraulique de la zone de Haraza. Ces différentes informations représentent les données de base pour l'élaboration de notre travail qui est le dimensionnement de l'adduction et distribution.

# **Chapitre II :**

## **Estimation des besoins en eau**

## Introduction

L'estimation des besoins en eau d'une agglomération dépend de plusieurs facteurs par exemple l'évolution de la population, ce qui entraîne dans ce chapitre le calcul des besoins en eau pour un horizon d'étude de 2046.

### II.1. La population à l'horizon d'étude

On absence des données réelle concernant la population pour chaque agglomération (on trouve seulement le nombre total des habitations de GUEROUAOU au différent recensement).

On estime le nombre d'habitant à partir du nombre de logements.

Aussi, on considéré que chaque logement constitue de 07 habitants, Cette méthode donne les résultats suivants :

**Tableau II.1 :** Population en 2016

Agglomeration	Populations 2016 (Habitant)
Agglomeration de Haraza	350
Agglomération de Sidi Aissa	315
Agglomération d'Abadi	1470

Source : APC

D'après l'APC de la ville de GUAROUAOU, le taux d'accroissement est de 1,8%. La population par localités est calculée par rapport à l'horizon 2046 c'est-à-dire 30 ans par la relation :

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

$P_n$  : population à l'horizon de calcul (2046) ;

$P_0$  : population à l'année de recensement 2016 ;

$a$  : taux d'accroissement démographique,  $a = 1,8 \%$  ;

$n$  : nombre d'années séparant l'année de recensement et l'horizon de calcul (30 ans).

A/ Commune de GUEROUAOU

**Tableau II.2 :** Evolution de la population Guerouaou

Année	2016	2020	2030	2046
Evolution de la population [Hab]	20134	21624	25847	34385

**B/FRACTIONS : HARAZA+SIDI AISSA ET ABADI**

**Tableau II.3 :** Evolution de la population Haraza, Abadi et Sidi Aissa

Années	2016	2020	2030	2046
Evolution de la population [Hab]	2135	2293	2741	3646

**II.2.Catégories des besoins en eau potable**

La quantité d'eau potable à garantir est fonction des différents besoins :

**II.2.1.Les besoins domestiques**

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

Pour répondre à toutes les sortes de consommation, la dotation moyenne selon la source De DRE est arrêtée à 150l/j/hab.

**II.2.1.2.Calcul les besoins moyens journaliers à l'horizon 2046**

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

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

$Q_{moy,j}$  : débit moyen journalier

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

N: nombre d'habitants

**Tableau II.4 :** Tableau récapitulatif des consommations journalières (2046)

Localités	Nombre d'Habitants	Dotation (l/j/hab)	Débits (m <sup>3</sup> /j)
Guerouaou	34385	150	5157.75
Haraza, Sidi Aissa et Abadi	3646	150	546.9
Total	38031	150	5704.65

### II.2.1.3. Les 07 cités universitaires

La dotation des cités universitaire est de 100 l/jour/étudiant :

Tenant compte du taux d'accroissement actuel 1,3, à l'horizon 2046, il faudra majeure des les capacités d'accueil des étudiants en hébergement.

**Tableau II.5 :** Tableau récapitulatif des consommations journalières

Horizons	Nbr.Habit. habitant	Dotation l/hab/j	Débit moy j (m <sup>3</sup> /j)
Actuel (2016)	14 234	100	1423,4
Long terme (2046)	18504	100	1850,4

### II.2.2. Besoins en équipements à l'horizon :

#### II.2.2.1. Besoins scolaires :

Les besoins scolaires sont regroupés dans le tableau suivant :

**Tableau II.6 :** Tableau récapitulatif des besoins scolaires a lhorizon 2046

Localités	Equipements	Nombre	Effectifs (élèves)	Dotation (l/j/élève)	Q <sub>moyj</sub> (m <sup>3</sup> /j)	Qeq totale
Guerouaou	Ecoles primaires	6	3118	20	62,36	71.36
	CEM	1	450	20	9	
Sidi Aissa+Aabadi+Haraza	Ecoles primaires	1	180	20	3.6	3.6

**II.2.2.2. Besoins sanitaires :**

Les différents besoins sanitaires sont réunis dans le tableau suivant :

**Tableau II.7 :** Tableau récapitulatif des besoins sanitaires à l'horizon 2046

Localités	Equipements	Unité (malade)	Dotation (l/j)	Q <sub>moyj</sub> (m <sup>3</sup> /j)	Qeq totale
Guerouaou	1 salle de soin	220	15	3,3	6.68
	1 Centre de santé	245	15	3,68	
Sidi Aissa+Abadi+Haraza	1 salle de soin	180	15	2.7	2.7

**II.2.2.3. Besoins socioculturels :**

Les différents besoins sanitaires sont assemblés dans le tableau suivant :

**Tableau II.8 :** Tableau récapitulatif des besoins socioculturels a l'horizon 2046

Localités	Type d'équipement	Nombre d'usagers	Superficie (m <sup>2</sup> )	Dotation	Débit (m <sup>3</sup> /j)	Qeq totale
GUEROUAOU	1 Association Culturelle	/	1200	4	4.8	40,8
	10 Mosquées	800	/	10	8	
	3 cimetières	/	1500	4	6	
	1 stade	/	3500	4	14	
Sidi aissa+abada+haraza	3 Mosquées	800		10	8	8,8
	1 Maison de jeunes	/	200	4	0,8	

**II.2.2.4. Besoin administratifs :****Tableau II.9 :** Tableau récapitulatif des besoins administratifs à l'horizon 2046 :

Localité	Type d'équipement	Nombre d'employés	Dotation (l/j/ouvr)	Débit (m <sup>3</sup> /j)	Qeq totale
GUEROUAOU	A.P.C	34	15	0,51	3.14
	Bureau de poste	20	15	0,3	
	Gendarmerie	30	15	0,45	
	Service des forêts	45	15	0,68	
	4 divisions de garde communale	80	15	1,2	
Sidi Aissa+Abadi+Haraza	2 gardes communales	30	15	0.45	0.45



**II.2.2.5. Besoin industriels :**

Pour la zone industrielle, on signale que chaque industrie est alimentée à partir de ses propres forages, et d'autre part les propriétaires des industries nous ont refusé de donner des informations sur leurs propres forages car ils sont épuisés.

**II.3. Fuites et gaspillage**

Les pertes d'eau sont constituées par des fuites diverses (joints de raccordement) contrairement au jugement que l'on pourrait croire les pertes sont loin d'être négligeables, elles atteignent des chiffres de 10 à 20 % du volume distribué et même 40 % dans le cas d'un réseau ancien et mal entretenu.

Les fuites sur les branchements particuliers sont en règle générale les plus nombreuses. La valeur de taux de fuite est estimée à 15 %

**II.3.1. Débits des fuites de Guerouaou**

$$Q_{\text{fuites}} = 5279.73 \times 0.15$$

$$Q_{\text{fuites}} = 791.96 \text{ m}^3/\text{j}$$

**II.3.2. Débits de fuites de Sidi Aissa, Abadi, Haraza :**

$$Q_{\text{fuites}} = 562.45 \times 0.15$$

$$Q_{\text{fuites}} = 84.37 \text{ m}^3/\text{j}$$

**II.4. Récapitulatif des différentes consommations journalières**

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

**Tableau II.10 :** Tableau récapitulatif des différentes consommations journalières à l'horizon 2046

Localités	Besoins domestiques (m <sup>3</sup> /j)	Besoins scolaires (m <sup>3</sup> /j)	Besoins sanitaires (m <sup>3</sup> /j)	Besoins administratifs (m <sup>3</sup> /j)	Besoins socioculturels (m <sup>3</sup> /j)	Debit fuite	Debit Journalier Total (m <sup>3</sup> /j)
Guerouaou	5157.75	71.36	6.68	3.14	40,8	791.96	6071,51
Sidi aissa Haraza Abadi	546.9	3.6	2.7	0.45	8.8	84.37	646,82

## II.5. Variations de consommation maximale et minimale journalière

### II .5.1. Consommation maximale journalière

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

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

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

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

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

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

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

### II.5.2. Consommation minimale journalière

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

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

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

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

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

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

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

**Tableau II.11** : Consommations maximale et minimale journalière pour chaque commune a l'horizon 2046 :

Localités	Qmoy.j (m <sup>3</sup> /j)	Kmax.j	Qmax.j (m <sup>3</sup> /j)	K min.j	Qmin.j (m <sup>3</sup> /j)
GUEROUAOU	6071.51	1.3	7892.96	0.9	5464.36
SIDIAISSA HARAZA ABADI	646.82	1.3	840.87	0.9	582.14
Les 7 cités universitaires	1850,42	1.3	2405.55	0.9	1665.378

**Résumé des besoins d'eau a long terme (2046) en (m3/s)**

- Besoin de la commune de Guerouaou est de 7892.96 m<sup>3</sup>/j a long terme.
- Besoin de tous les agglomérations de Guerouaou + les 7 cites et l'université + ENSH égale 10750 m<sup>3</sup>/j (donne de la subdivision des ressources en eau de la daïra de BOUFARIK).
- Besoins des 07 cités = 2405.55m<sup>3</sup>/j à long terme.
- Besoin SIDI AISSA + HARAZA et ABADI de 840.87 m<sup>3</sup>/j a long terme.
- Besoin UNIVERSITE+ENSH= Besoin TOTAL-(Besoin commune Guerouaou+ Besoin 7 cités)= 10750-(7892,96+2405.55)=451.49 m<sup>3</sup>/j.  
DONC : Besoin UNIVERSITE+ ENSH= 451.49 m<sup>3</sup>/j à long terme
- Besoin des 07 cites + UNIVERSITE+ENSH=2857.04 m<sup>3</sup>/j à long terme.

**Tableau II.12** : résumé des débits max journaliers :

Désignation	long terme 2046 Qmax,j (m <sup>3</sup> /j)
Besoin de la commune de Guerouaou	7892.96
Fractions :(SIDI AISSA+HARAZA+ABADI)	840.87
Les 07 cites	2405.55
L'université+ ENSH	451.49
Besoin Sidi Aissa + Haraza + Abadi+07 cites +universite+ENSH	3697.91
Totale	11590.87

En intégrant les coefficients d'irrégularité journalière maximum et minimum, on garantit la satisfaction des besoins en eau de notre agglomération ce qui permet de dimensionner le réseau en fonction du débit maximum journalier qui est égal à

Besoin de la commune de Guerouaou :

$Q_{\max,j}=7892.96 \text{ m}^3/\text{j}$  c'est -à-dire  $Q_{\max,j}=91.351 \text{ /s}$

Besoin Sidi Aissa+ Haraza+ Abadi+07 cites +université+ENSH :

$Q_{\max,j}=3697,91(\text{m}^3/\text{j})$  c'est-à-dire  $Q_{\max,j}=42.791/\text{s}$

### **II.6.Variation des débits horaires**

Dans la présente étude, pour la détermination du débit de pointe, on a opté pour la méthode donnant la variation horaire de la consommation totale dans divers centre d'agglomération en basant sur le tableau II.6 (voir annexe II) Dans chaque agglomération, la variation du débit horaire est exprimée en pourcentage du débit maximum journalier.

Etant donné que la zone d'étude comprend deux localités, alors on doit établir la répartition horaire du débit maximum journalier pour chacune d'elles. A l'horizon 2046, Le nombre d'habitants de chaque commune est entre 10000 et 50000 correspondent à la deuxième colonne de répartition.

**Tableau II.13** : Variation du débit horaire pour la commune de GUEROUAOU

Heures	Consommation totale $Q_{max,j}=7892,96 \text{ (m}^3\text{/j)}$		Courbe de la consommation Cumulée (intégrale)	
	%	m <sup>3</sup> /h	%	m <sup>3</sup> /h
0-1	1,5	118,39	1,5	118,39
1-2	1,5	118,39	3	236,79
2-3	1,5	118,39	4,5	355,18
3-4	1,5	118,39	6	473,58
4-5	2,5	197,32	8,5	670,90
5-6	3,5	276,25	12	947,16
6-7	4,5	355,18	16,5	1302,34
7-8	5,5	434,11	22	1736,45
8-9	6,25	493,31	28,25	2229,76
9-10	6,25	493,31	34,5	2723,07
10-11	6,25	493,31	40,75	3216,38
11-12	6,25	493,31	47	3709,69
12-13	5	394,65	52	4104,34
13-14	5	394,65	57	4498,99
14-15	5,5	434,11	62,5	4933,1
15-16	6	473,58	68,5	5406,68
16-17	6	473,58	74,5	5880,26
17-18	5,5	434,11	80	6314,37
18-19	5	394,65	85	6709,02
19-20	4,5	355,18	89,5	7064,2
20-21	4	315,72	93,5	7379,92
21-22	3	236,79	96,5	7616,71
22-23	2	157,86	98,5	7774,57
23-24	1,5	118,39	100	7892,96
Total	100			

Le débit de pointe  $Q_{max,h}$  pour la localité de GUEROUAOU est de 493.31 m<sup>3</sup>/h et survient entre 8h et midi.

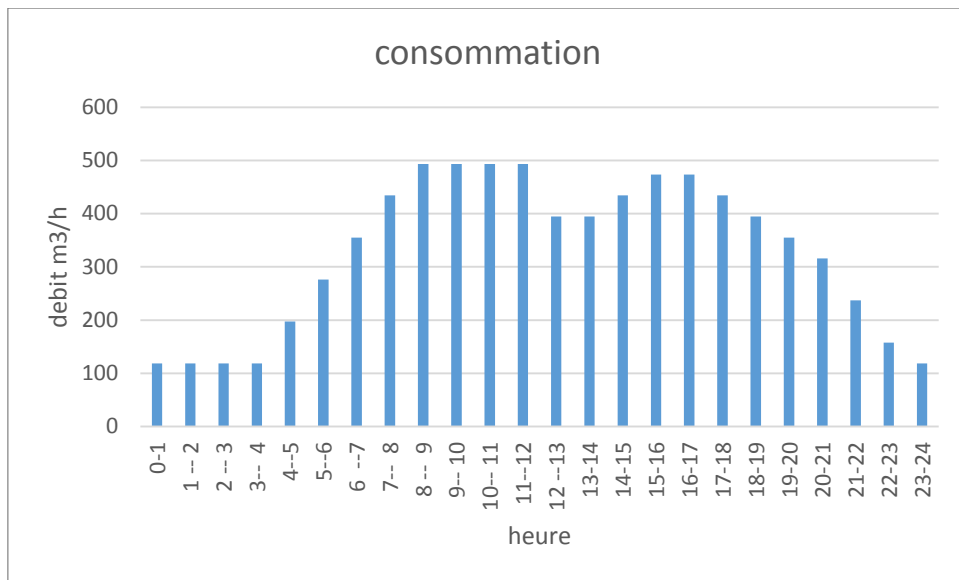


Figure II.1 : Répartition des débits horaires de la commune de Guerouaou

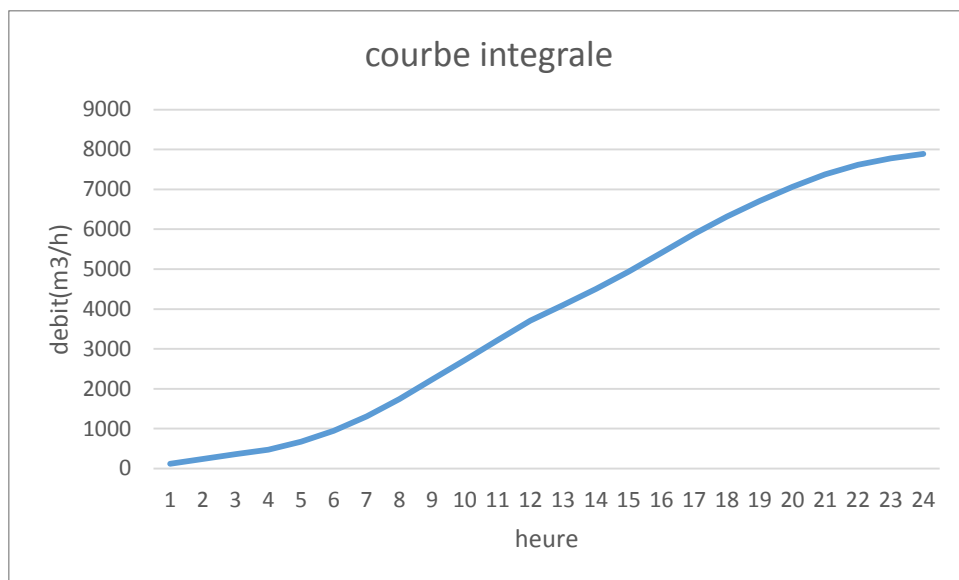


Figure II.2 : Courbe intégrale de la consommation horaire de la commune de Guerouaou

**Tableau II .14:** Variation du débit horaire de SIDIAISSA, ABADI, HARAZA, les 7 cites et l'Université

Heures	Consommation totale $Q_{max,j}=3697.91m^3/j$		Courbe de la consommation cumulée (intégrale)	
	%	m <sup>3</sup> /h	%	m <sup>3</sup> /h
(h)				
0-1	1,5	55,47	1,5	55,47
1-2	1,5	55,47	3	110,94
2-3	1,5	55,47	4,5	166,41
3-4	1,5	55,47	6	221,87
4-5	2,5	92,45	8,5	314,32
5-6	3,5	129,43	12	443,75
6-7	4,5	166,41	16,5	610,16
7-8	5,5	203,39	22	813,54
8-9	6,25	231,12	28,25	1044,66
9-10	6,25	231,12	34,5	1275,78
10-11	6,25	231,12	40,75	1506,9
11-12	6,25	231,12	47	1738,02
12-13	5	184,9	52	1922,91
13-14	5	184,9	57	2107,81
14-15	5,5	203,39	62,5	2311,19
15-16	6	221,87	68,5	2533,07
16-17	6	221,87	74,5	2754,94
17-18	5,5	203,39	80	2958,33
18-19	5	184,9	85	3143,22
19-20	4,5	166,41	89,5	3309,63
20-21	4	147,92	93,5	3457,55
21-22	3	110,94	96,5	3568,48
22-23	2	73,96	98,5	3642,44
23-24	1.5	55,47	100	3697,91
Total	100			

Le débit de pointe  $Q_{max,h}$  pour la localité de Haraza ,Sidi Aissa, Abadi st de 231.12 m<sup>3</sup>/h et survient entre 8h et midi.

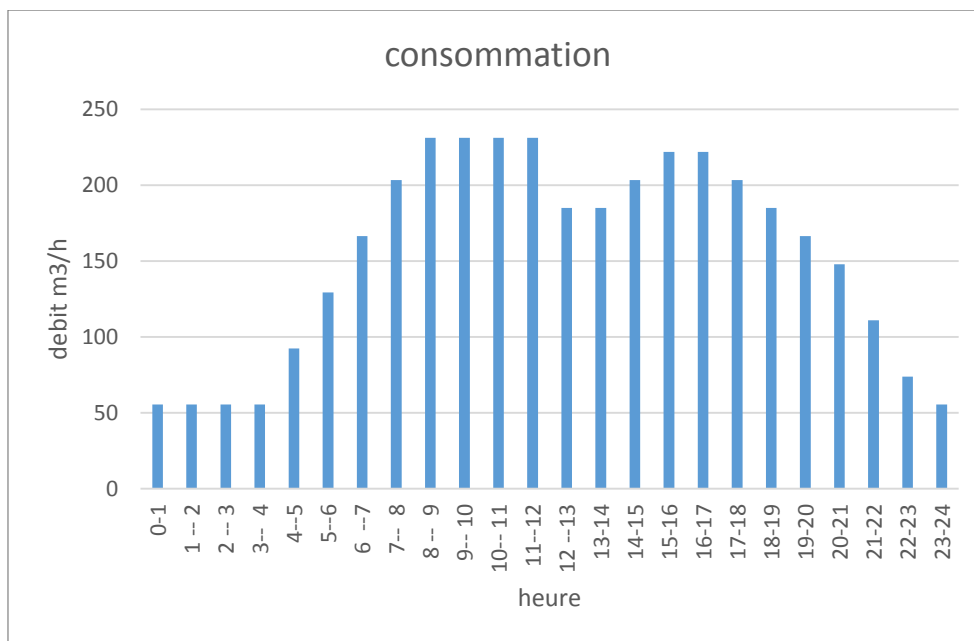


Figure II.3 : Répartition des débits horaires des régions Haraza, Abadi, Sidi Aissa

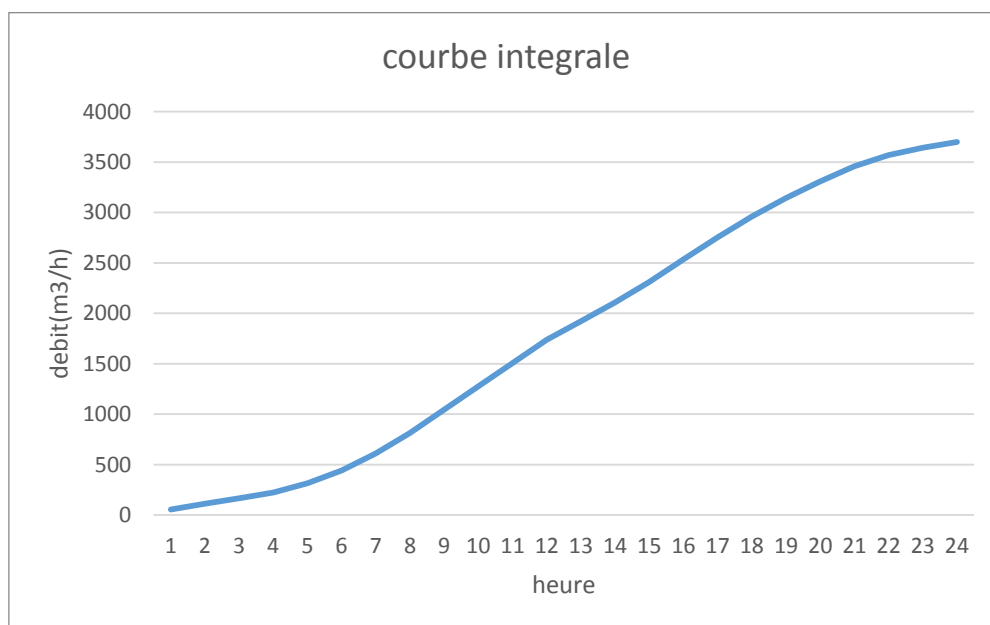


Figure II.4 : Courbe intégrale de la consommation horaire des régions Haraza, Abadi, Sidi Aissa

**II.7.Calcul de déficit de consommation**

Les localités reconnaissent un débit d'alimentation faible. Pour satisfaire les besoins en eau à l'horizon d'étude (2046), il est nécessaire de calculer le déficit.

Le déficit est la différence entre les besoins estimés et la production en eau existante.

Le tableau ci-dessous représente le déficit journalier pour chaque localité

On vise à alimenter l'agglomération de HARAZA toute en considérant que les forages sont à l'arrêt pour préserver les eaux souterraines de pompage anarchique



**Tableau II.15** : Tableau des déficits à combler à l'année 2046

Localités	Besoins en eau à l'an 2046 (m <sup>3</sup> /j)	Production en eau existante (m <sup>3</sup> /j)	Déficit (m <sup>3</sup> /j)
GUEROUAOU	7892,96	2000	-5892.96
Sidiaissa, Abada, Haraza, les7cites, l'Université	3697,91	3000	-697,91

D'après les résultats on constate que le volume qu'il faut stocker pour reprendre aux besoins en eau potable et récupérer le déficit des agglomérations d'étude de la région de HARAZA est de 700 m<sup>3</sup> à long terme 2046

### Conclusion

Ce chapitre nous a permis de déterminer tous les débits journaliers (maximum et minimum) et tracer les courbes de consommation horaires afin de connaître tous les débits horaires de chaque commune à l'horizon de calcul, par la suite on a calculé le déficit des différentes localités qui est estimé à 76.2 l/s

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

# **Chapitre III :**

## **Etude de l'adduction**

**Introduction**

Les adductions sont nécessaires pour assurer le transport de l'eau entre Les deux points de production et de consommation. Dans la pratique ces points sont relativement éloignés l'un de l'autre, parfois ils peuvent se trouver à des distances considérables. Les ouvrages d'adduction sont généralement de grandes dimensions. Nous devons examiner toutes les conditions dans lesquelles devra être établie notre canalisation, tout d'abord du point de vue technique puis économique. Etant donnés les deux aspects sont liés entre eux, l'étude nous permettra de choisir la meilleure solution.

**III.1.Type d'adduction**

Les adductions sont nécessaires pour assurer le transport de l'eau entre les deux points de production et de consommation. Dans la pratique ces points sont relativement éloignés l'un de l'autre, parfois ils peuvent se trouver à des distances considérables. Les ouvrages d'adduction sont généralement de grandes dimensions. Nous devons examiner toutes les conditions dans lesquelles devra être établie notre canalisation, tout d'abord du point de vue technique puis économique. Etant donnés les deux aspects sont liés entre eux, l'étude nous permettra de choisir la meilleure solution

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

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

**III.1.1.Adduction gravitaire**

Dans une adduction gravitaire, le point de captage se situe à une altitude supérieure à celle du réservoir de l'agglomération et l'écoulement se fait gravitairement c'est-à-dire sous l'effet de la pente.

**III.1.2.Adduction par refoulement**

Dans une adduction par refoulement, le point à alimenter se trouve à une altitude supérieure à celle du captage donc l'écoulement se fait par pompage.

**III.1.3.Adduction mixte**

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

**III.2. Types d'écoulement dans les conduites d'adduction**

On peut avoir deux types d'écoulement :

### III.2.1.Écoulement à surface libre

C'est un écoulement rencontré dans les adductions gravitaires seulement. Il peut être à ciel ouvert ou dans des canaux couverts. Ce type d'écoulement est fonction de la pente. la forme du canal peut être trapézoïdale, circulaire et ovoïdale.

### III.2.2.Écoulement en charge

L'eau remplit totalement les conduites et la pression y est supérieure à la pression atmosphérique. Cette pression dépend des conditions régnant aux limites amont et aval de la conduite et du débit instantané.

### III.3.Choix du tracé

Le choix des conduites d'adductions doit tenir compte de certains impératifs que l'on se forcera dans la mesure du possible de respecter.

Le tracé doit être le plus court possible entre les sources et le réservoir d'accumulation.

Aux points hauts du tracé, peuvent se présenter des bulles d'air difficile à évacuer ou des ventouses seront exigées ainsi apparaît la nécessité d'éviter autant que possible les contres pentes.

Il serait préférable de suivre les accotements des routes pour faciliter leurs poses et leurs exploitations (détection des fuites, tout dommage...) ainsi un accès rapide pour leurs entretiens et l'acheminement des matériaux.

L'examen des conditions dans lesquelles seront établies ces canalisations, aussi bien au point de vue technico-économique.

Alors respecter :

- Avoir un itinéraire aussi direct que possible.
- Respecter les impératifs du profil en long avec le moins possible de surprofondeurs.
- Eviter la multiplication des ouvrages coûteux ou fragiles (traversées de rivière, de route, De chemin de fer etc. ...).
- Eviter dans la mesure du possible la traversée des massifs boisés.
- Entraîner des dépenses de construction aussi faibles que possible en évitant les points hauts sur le refoulement.
- Le choix d'un tracé en bordure des routes et chemins.

- on essaye toujours d'éviter les contres pentes qui donnent des cantonnements d'air, de plus, en période d'arrêt de pompe, il y peut avoir une cavitation entraînant une rupture de la veine liquide pouvant occasionner des éclatements de canalisation ;
- Le tracé en plan sera conçu compte tenu de la possibilité de réaliser le profil en long idéal avec des coudes largement ouverts afin d'éviter les butées importantes. A cet effet, on sera peut-être amené à ne pas suivre l'accotement des routes, et par conséquent franchir certains terrains particuliers.
- Si notre tracé se trouve topographiquement accidenté ou une suite de points hauts surgit, des cantonnements d'air pourront avoir lieu en ces points qui peuvent entraîner des cavitations, dans ces cas des dispositifs anti-béliers peuvent être installés.
- Certains terrains accidentés nous obligent à avoir un tracé où l'adduction sera mixte (refoulement-gravitaire). Dans ce cas nous devons toujours chercher à raccourcir le tronçon de refoulement s'il y a lieu.

#### **III.4.La ligne piézométrique**

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

#### **III.5.L'air dans les tuyauteries**

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

- D'éviter les fonctionnements mixtes, à surface libre et sous pression,
- De localiser les points hauts,
- D'y installer un organe de dégazage : ventouse, brise charge,
- D'accentuer les points hauts dans le cas d'un tronçon de pente très uniforme.

Il est recommandé d'éviter des tracés mous, où les points hauts et les points bas n'apparaissent pas clairement, car il sera impossible de placer l'organe de dégazage de façon optimale. D'autre part, pour les tronçons très plats, on accentuera la pente située en aval de la ventouse.

Pour le choix de l'organe de dégazage il est indispensable de tenir compte de l'effet de l'ouvrage sur le fonctionnement de l'adduction sachant que :

- La vanne de purge n'a pas d'effet sur le fonctionnement, et qu'elle sera actionnée annuellement.
- La ventouse fonctionne automatiquement, et ne casse la pression que si elle est négative,
- La brise charge ou la citerne casse la pression, qu'elle soit positive ou négative.

### **III.6.Choix des matériaux de canalisation**

Le choix du type de matériau pour l'établissement des conduites dépend essentiellement de leurs aspects techniques et économiques.

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

- Diamètre ;
- Pressions supportées ;
- Les conditions d'installation ;
- Les revêtements ;
- La disponibilité ;
- Du prix unitaire ;
- Du type de sol ;
- Ne pas omettre d'intégrer le coût de transport qui reste un paramètre important.

Dans le projet, nous avons opté pour les conduites en PEHD, la Fonte et l'acier et cela en raison des avantages qu'elles présentent :

- Très économiques ;
- Disponibilité sur le marché (production locale) ;
- Permettre une pose simple et adéquate (poids faible) ;
- Résistance à des grandes pressions (> à 20 bars) ;
- Réduction des pièces spéciales ;
- Adaptation aux terrains accidentés parce que le terrain est accidenté (rocheux) ;
- Une très faible rugosité (conduite lisse, notamment le PEHD) ;

- L'assemblage des tuyaux se fait par le soudage bout à bout, c'est une technique d'assemblage des thermoplastiques par la fusion des extrémités de deux éléments tubulaires au moyen d'une plaque chauffant (pour les conduites en PEHD).

### **III.6.1.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

### **III.6.2.Acier**

L'acier est un matériau apte à prendre en charge les grandes pressions, il est très sensible à la corrosion surtout qu'il s'agit de sol agressif, une protection cathodique est indispensable. Pour une conduite maitresse alimentant une ville, l'acier n'est pas recommandé pour éviter la perturbation de l'alimentation en cas de fuite.

### **III.6.3.PRV (Polyester Renforcé de fibre de Verre)**

Le tuyau en polyester renforcé en fibre de verre est une technique assez ancienne (50 ans) qui a surtout été employée en industrie pour des conduites de petit diamètre, non enterrées et transportant des fluides corrosifs.

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.

La pose et le remblaiement jouent un rôle prépondérant dans la pérennité de l'ouvrage. Un support insuffisant causé par un matériau trop faible ou un compactage inefficace peut engendrer des résultats qui se révèlent très mauvais sur le moyen terme.

Depuis de nombreuses années, les constructeurs proposent des conduites de grands diamètres et de fortes pressions, mais ces dernières restent peu utilisées en Europe dans ce type d'application.

### **III.6.4.PVC (Polychlorure de vinyle) et PEHD (polyéthylène)**

Les tuyaux en matière plastique sont les plus légers de tous les tuyaux. 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).

Le PVC, avec une densité de 1.4 est un matériau particulièrement léger en comparaison aux autres matériaux. Dans notre étude nous avons choisi des conduites en PEHD qui sont plus économique que celle en fonte et en acier, et vu les avantages qu'elles présentent :

- Ils sont disponibles sur le marché ;
- Peuvent supporter des pressions importantes ;
- Économique sur le transport ;
- Leur continuité et leur souplesse permettent d'opérer la mise en force de fouille de tronçon de grande longueur préalablement assemblée au-dessous du sol dans les meilleures conditions d'exécution et de contrôle ;
- Par leur élasticité s'adoptent aux reliefs plus au moins accidentés.

**III.7.Calcul hydraulique**

**III.7.1. Cas gravitaire**

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

$$\Delta H_T = \frac{k \cdot L \cdot Q^\beta}{D_{av}^m} \dots \dots \dots (III.1)$$

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

$K'$  : Coefficient de perte de charge ;

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

$$L_{eq} = L_g + L_e \dots \dots \dots (III.2)$$

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

$L_c$ : Longueur équivalente des pertes de charge singulière j(m) ;



Dans le cas des adductions, les pertes de charge singulières sont estimées à **10 %** des pertes de charge linéaires.

$$\Delta H_L = 1.10 * \Delta H_p^{lin} \Rightarrow L_{eq} = 1,10 * L_g \dots \dots \dots (III.3)$$

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

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

On déduit alors le diamètre calculé de la conduite gravitaire :

$$D_{av} = \sqrt[m]{\frac{K' * L * Q^\beta}{\Delta H_T}} \dots \dots \dots (III.4)$$

Q : Débit véhiculé par la conduite (m<sup>3</sup>/s) ;

D<sub>av</sub> : Diamètre avantageux calculé de la conduite (m) ;

$\beta$  : Exposant tenant compte du régime d'écoulement ;

m : Exposant tenant compte du type du matériau.

Selon le type de matériau les coefficients **K'**, **m** et  **$\beta$**  sont donnés dans le tableau III.1

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

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

Pour notre cas, on prend : K' = 0,001052 ;  $\beta = 2$  ; m = 4,772

**III.7.2.Cas refoulement**

Le choix de la gamme des diamètres sur laquelle portera notre étude sera donne par les relations :

-Formule de BRESSE :  $Dec = 1,5 * \sqrt{Q} \dots \dots \dots (III.5)$

-Formule de BONNIN :  $Dec = \sqrt{Q} \dots \dots \dots (III.6)$

Dec : diamètre économique de la conduite (m); Q: débit véhicule par la conduite (m<sup>3</sup>/s).

- Formule de MUNIER :  $Dec = \sqrt{Q} (1+0.02 n) \dots \dots \dots (III.7)$

Avec :

n : nombre d'heures de pompage.

Q: débit en m<sup>3</sup>/s.

- Formule de VIBERT (en 1948, pour les conduites en fonte)

$$\text{Dec} = 1,35 \times (e/f)^{0,154} \times Q^{0,46} \quad (\text{pompage de 10h/24h}) \dots \dots \dots (\text{III.8})$$

$$\text{Dec} = 1.547 (e/f)^{0.154} Q^{0.46} \quad (\text{pompage continue}) \dots \dots \dots (\text{III.9})$$

Avec :

Q : représente le débit refoulé en m<sup>3</sup>/s ;

e: prix du kWh d'énergie ;

f : prix de 1kg de fonte en DA ;

### Remarque :

Les formules de Bresse, Bonin et Munier donnent un calcul direct et rapide du diamètre d'une canalisation dans une installation de petite ou moyenne importance. La formule de Bresse n'est valable que pour les petits projets (longueur ≤ 1 Km).

Puisque ces deux formules (BRESSE, BONNIN) ne prennent que le débit et un coefficient économique (1,5 ou 1) comme paramètres influant sur le diamètre, et nous donne un diamètre calculé et lorsque on normalise ce dernier on perd la vitesse économique.

Donc nous allons utiliser pour le calcul des diamètres économiques la méthode de détermination suivante :

### Méthode de détermination du diamètre économique

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

#### A. Amortissement annuel

Les frais d'amortissement sont en fonction de la durée d'amortissement de la conduite et du taux d'annuité. Il est déterminé par la relation suivante :

$$A = \frac{i}{(i + 1)^n - 1} + i \dots\dots\dots(III.10)$$

A : Frais d'amortissement (DA);

i : Taux d'annuité ; i = 8 % ;

n : Durée de l'amortissement de la conduite, n = 30 ans. A.N:

$$A = \frac{0,08}{(0,08 + 1)^{30} - 1} + 0,08 = 0,088 = 8.88 \%$$

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

**B. Frais d'exploitation**

Il faut d'abord déterminer les pertes de charge (ΔH) engendrées dans les canalisations (D1, D2, Dn). Connaissant la hauteur géométrique (Hg), on peut déterminer les hauteurs manométriques totales (Hmt) correspondant à chaque canalisation D1, D2, Dn.

**III.7.2.1.Calcul des pertes de charge**

Les pertes de charges présentent une portion de l'énergie mécanique de l'eau qui se transforme en chaleur sous l'effet du frottement entre les particules de l'eau et les parois de la canalisation, elles se présentent sous deux formes :

- Les pertes de charge linéaires
- Les pertes de charge singulières

**III.7.2.1.1.pertes de charge linéaires**

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

- Diamètre D de la conduite en (m);
- Débit Q en (m<sup>3</sup>/s) ;
- La rugosité absolue Ks exprimée en mm ;
- La longueur du tronçon L en (m).

Elles sont déterminées à partir de la formule de DARCY –WEISBECH suivante :

$$\Delta H_L = L * I = \frac{\lambda L V^2}{Dg} \dots\dots\dots(III.11)$$

Le coefficient λ est obtenu par les formules suivantes :

Formule de Nikuradzé :

$$\lambda = (1,14 \times 0,86 \ln \frac{\epsilon}{D}) - 2 \dots\dots\dots(III.12)$$

Formule Colebrook :

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \times \log\left(\frac{K_s}{3,7 \times D} + \frac{2,51}{Re \times \sqrt{\lambda}}\right) \dots\dots\dots(III.13)$$

$$\epsilon = k_0 + \alpha T \dots\dots\dots(III.14)$$

k : la rugosité a l'état neuf égale 0.01mm ;

α : le coefficient de vieillissement de conduite (α=0.004 mm/an) ;

T : la durée d'utilisation de conduit(T=30ans) ;

Re: nombre de Reynolds, est calculé comme suit:

$$Re = \frac{V \times D}{\nu} \dots\dots\dots(III.15)$$

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

$$\nu = \frac{0,0178}{(1+0,0337 \times t + 0,000221 \times t^2)} \dots\dots\dots(III.16)$$

t: température de l'eau en degré;

A t= 20°C: ν=0.01 Stocks =10<sup>-6</sup> m<sup>2</sup>/s

Avec : L a rugosité de la conduite, pour notre cas est égale à 0,01 mm

**III.7.2.1.2.Pertes de charge singulières**

On appelle pertes de charge singulières, celles occasionnées par des singularités dans une conduite (coudes, vannes, clapets, etc.). Ces pertes sont estimées à 10 % des pertes de charge linéaires.

$$\Delta H_s = 0,10 * \Delta H_l \dots\dots\dots(III.17)$$

**III.7.2.1.3.Pertes de charge totale**

Les pertes de charge totales (ΔHt) à considérer, représentent la somme des pertes de charge linéaires et singulières, alors :

Donc :  $\Delta H_T = \Delta H_L + 0.10 \Delta H_L = 1.10 \Delta H_L \dots\dots\dots(III.18)$

**III.7.2.2. Calcul de la hauteur manométrique totale**

$$HMT = Hg + \Delta H_a + \Delta H_r = Hg + \Delta H_t \dots \dots \dots (III.19)$$

Hg: la hauteur géométrique (m) ;

$\Delta H_a$ : pertes de charge à l'aspiration (m) ;

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

**III.7.2.3. Puissance absorbée par la pompe**

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

$$P = \frac{\rho * g * Q * HMT}{\eta} \text{ [W]} \dots \dots \dots (III.20)$$

$\eta$ : rendement de la pompe en (%) (n=82%)

Q: débit refoulé par la pompe en (m<sup>3</sup>/s)

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

$\rho$  : Masse volumique de l'eau (kg/ m<sup>3</sup>)

**III.7.2.4. Energie consommée par la pompe**

$$E = P * t * 365 \text{ [Kwh]} \dots \dots \dots (III.21)$$

t: c'est le temps de pompage par jour en (heure); dans notre cas t =18 h

P: puissance de la pompe en (kW)

**III.7.2.5. Dépense annuelle de l'énergie**

Les dépenses annuelles de l'énergie sont le produit du prix unitaire du Kwh par l'énergie consommée dans l'année.

$$F_{ex} = E * e \text{ [DA]} \dots \dots \dots (III.22)$$

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

e: prix unitaire d'un Kwh

**Tableau III.2 :** Variation journalière des tarifs de l'énergie

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

(Source : Sonalgaz)

Pour le repos des pompes et l'entretien de la station de pompage ; nous avons opté pour un fonctionnement de cette dernière de 18/24 heures.

**Remarque :**

Le temps optimal pour le fonctionnement de la station de pompage est de 20/24 h pour minimiser le volume de stockage, mais dans notre cas le volume de réservoir existant est largement suffisant pour un pompage de 18/24 h, et c'est bien détaillé dans le chapitre précédant Et compte tenu de la variation journalière des tarifs du KWh, les heures de pompage seront pendant la période définie entre 21 h à 17 h pour éviter les heures de pointes.

Le prix moyen du KWh pendant les 18 heures de pompage sera égal à :

$$e = \frac{9 * 1.615 + 11 * 0.853}{18} = 1.319DA$$

### III.8.Proposition des variantes

Vue la morphologie du terrain qui est accidenté, la hauteur géométrique importante, Alors, pour refouler l'eau jusqu'au réservoir, il est nécessaire de trouver des zones favorables pour l'implantation d'une station de reprise. Une étude de variante est nécessaire.

- **Variante N°1**

On projette une conduite d'adduction N°1 qui refoule l'eau à partir de la station de pompage projetée (au niveau Réservoirs de capacité (500+1000) m<sup>3</sup> de quatre fermes) vers le Réservoir projeté de Sidi Aissa (R100m<sup>3</sup>) au voisinage de R 500m<sup>3</sup> existant

**N.B :**

L'emplacement du Réservoir projeté 100 m<sup>3</sup> est déjà choisi en collaboration avec le service technique de la commune de GUEROUAOU et la subdivision des ressources en eau de la daïra de BOUFARIK.

Le plan du tracé est présenté sur plan du réseau d'AEP projeté.

La variante N°01, consiste-t-on quatre étape :

- L'eau potable est acheminée à partir des Réservoirs (500+1000) m<sup>3</sup> (cote radier = 93.37 m) à l'aide d'une conduite refoulement vers réservoir (côte = 270.08 m).

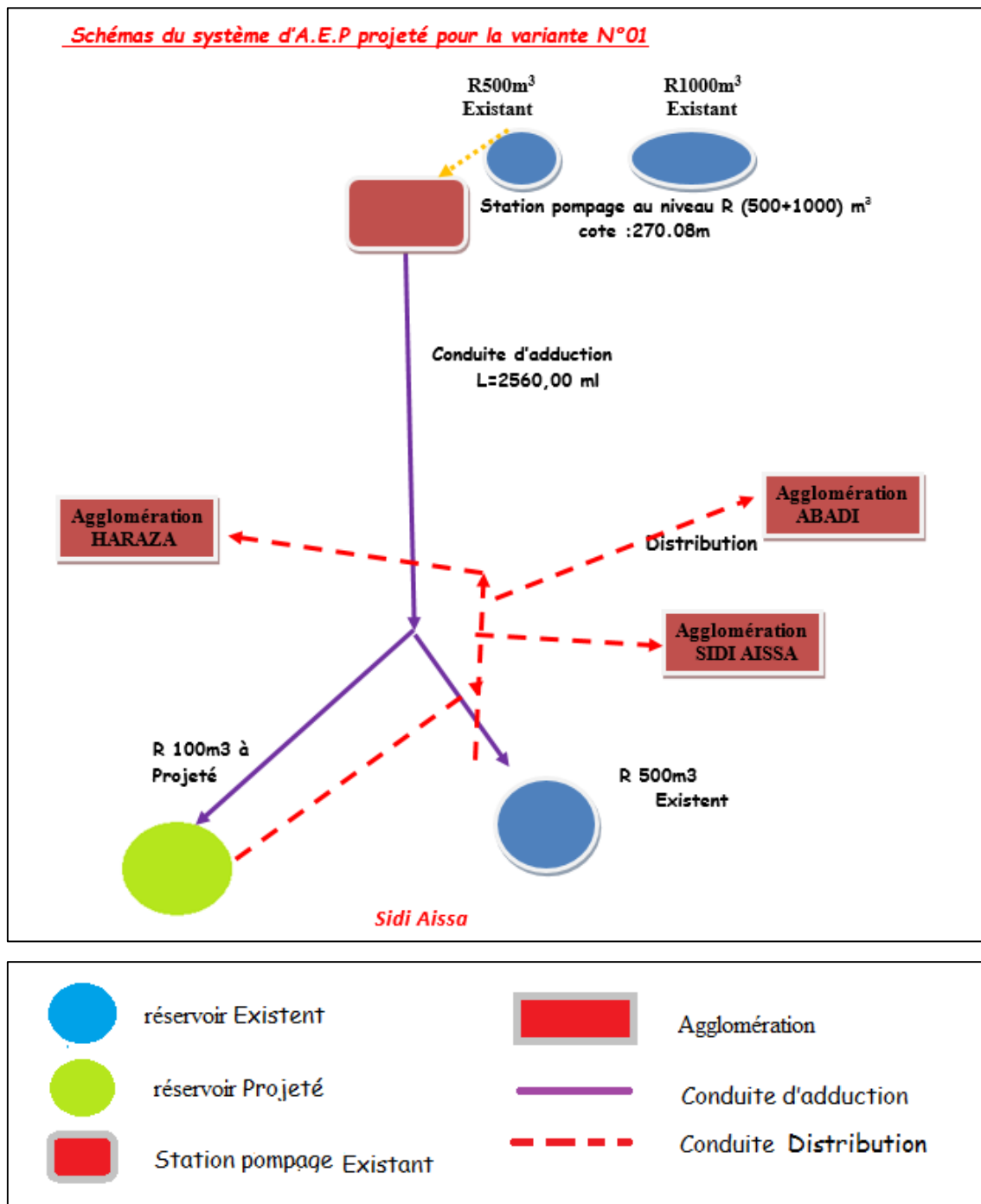


Figure III.1 : Tracé de la variante N°01

• Variante N°2

On projette une conduite d'adduction N02 qui refoule l'eau par pompage à partir de la station de traitement existant (Réservoirs de capacité (2\*100) m<sup>3</sup> sidi Aissa) d'une linéaire de L=1665ml avec projection d'une station de pompage qui refoule l'eau vers le Réservoir projeté de Sidi Aissa (R1000m<sup>3</sup>) au voisin de R 500m<sup>3</sup> existant.

Le plan du tracé est présenté sur plan du réseau d'AEP projeté.

- L'eau potable est ramenée à partir des Réservoirs 2x100 m<sup>3</sup> (cote radier = 203.66 m) à l'aide d'une adduction par refoulement vers réservoir projeté (cote = 270.08m).

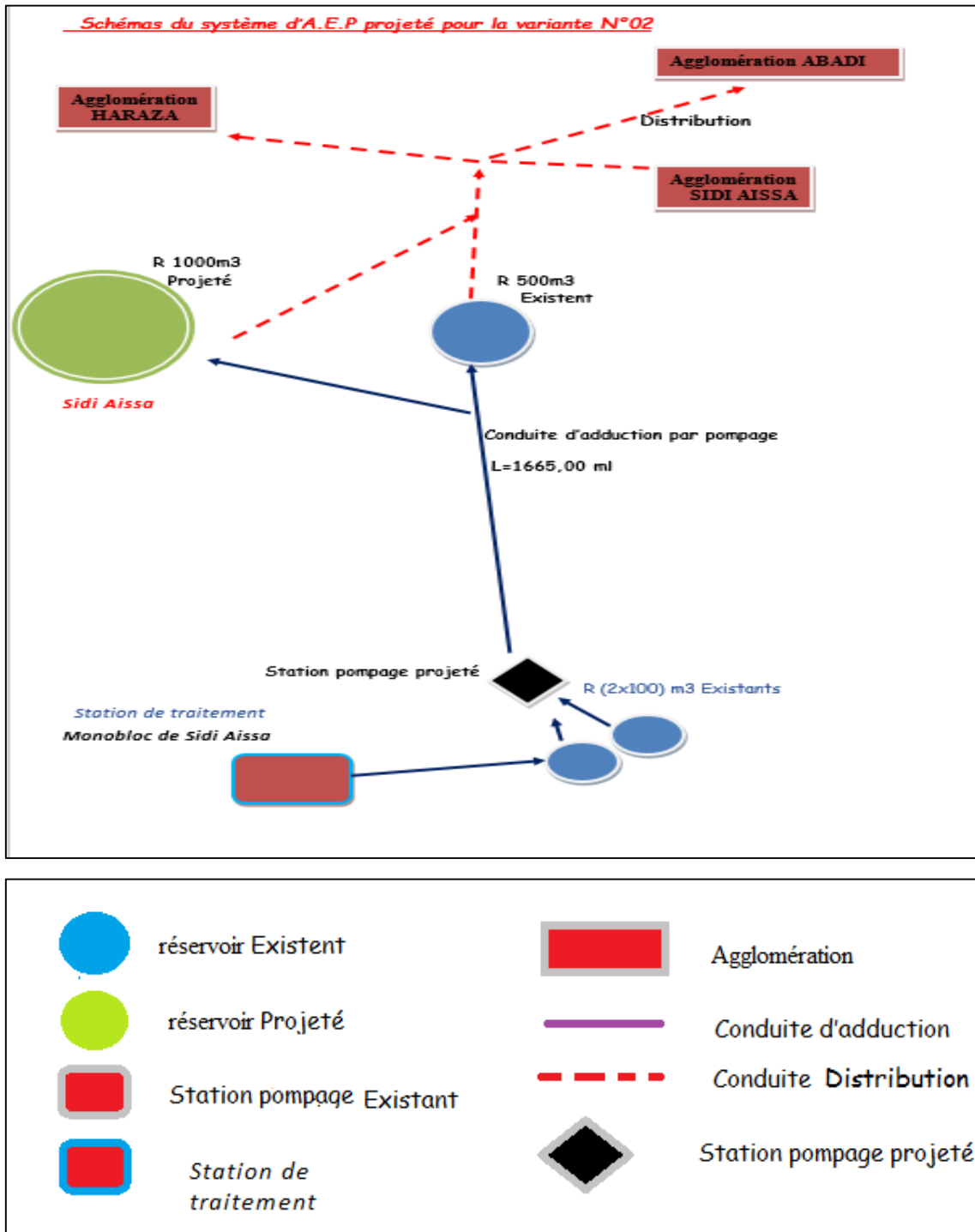


Figure III.2 : Tracé de la variante N°02

**III.8.1.Choix de la variante du tracé d'adduction**

Le choix de la variante à adopter doit d'abord passer par une étude préliminaire qui va départager les variantes entre elles et bien sur le choix portera sur celle qui est la plus économique et qui respecte les caractéristiques hydrauliques.



**III.8.1.1. Première variante :**

Dimensionnement de la conduite d'adduction N°01 Projeté:

A partir de Station de pompage au niveau Réservoirs (500+1000) m<sup>3</sup> vers R1000m<sup>3</sup> projeté et R500m<sup>3</sup> existant :

On vise à alimenter la commune HARAZA toute en considérant que il ya des forages sont à l'arrêt pour réserver les eaux souterraines de pompage anarchique. et il y a d'autre forages à l'exploitation.

Pour le repos des pompes et l'entretien de la station de pompage ; nous avons opté pour un fonctionnement de cette dernière de 18/24 heure :

$$Q_{\text{pompe}} = \frac{Q_{\text{max},i}}{T_{\text{Pomp}}} = \frac{3697,91}{18} = 205,44 \text{ m}^3 \text{ h.}$$

$$Q_{\text{pompe}} = 57,06 \text{ l/s}$$

En appliquant la formule DARCY –WEISBECH - :

$$\Delta H = \frac{8 \times \lambda \times L \times Q^2}{g \times \pi^2 \times D^5}$$

$$D = \sqrt[5]{\frac{8 \times \lambda \times L \times Q^2}{g \times \pi^2 \times \Delta H}}$$

$$\text{Avec } L = 2560 \times 1.10 = 2816 \text{ m}$$

On suppose que le régime est turbulent rugueux et on donne une valeur initiale à  $\lambda = 0.020$  et on calcule le premier diamètre :

Ce tronçon relie réservoir 1 dont la cote est 93.37 m NGA avec la réservoir 2 (cote = 270.08 m) sur Une longueur de 2560 m, le diamètre calculé donné par la formule de : BONIN :  $D_{ec} = \sqrt{Q}$  donc on trouve la résultat suivant :

$$D_{ec} = \sqrt{57.06} = 238,87 \text{ mm.}$$

Le coefficient de frottement interne a été calculé par approximations successives pour chaque diamètre. Les résultats obtenus sont consignés dans le tableau ci-après :  
Gamme du produit PE 250, PN 20

On a arrivé à déterminer la conduite d'adduction à partir de la comparaison entre le bilan des variantes retenues.

Pour chaque diamètre  $D_i$ , on fait la somme ( $T_i$ ) du frais d'amortissement ainsi que le frais d'exploitation. Il en résulte que le diamètre le plus économique est celui qui correspond au total  $T_i$  le plus faible.

**Tableau III.3 :** Calcul HMT du tronçon (R1- R)

Dexterieur (mm)	Epaisseur (mm)	Dintérieur (mm)	Vitess (m/s)	Nbr de Reynolds	$\lambda$	longueur (m)	Hg (m)	$\Delta H_T$ (m)	HMT (m)
125	14	97	7,73	749359,	0,0215	2816	176.72	659,8	836,56
160	17,9	124,2	4,71	585248,	0,0128	2816	176.73	202,8	379,56
200	22,4	155,2	3,02	468349,	0,013	2816	176.74	70,04	246,76
250	27,9	194,2	1,93	374294,	0,013	2816	176.75	24,03	200,75
315	35,2	244,6	1,21	297170,	0,014	2816	176.76	7,99	184,71
400	44,7	310,6	0,75	234024,	0,015	2816	176.77	2,56	179,28

**Tableau III.4 :** Frais d'investissement tronçon (R1- R)

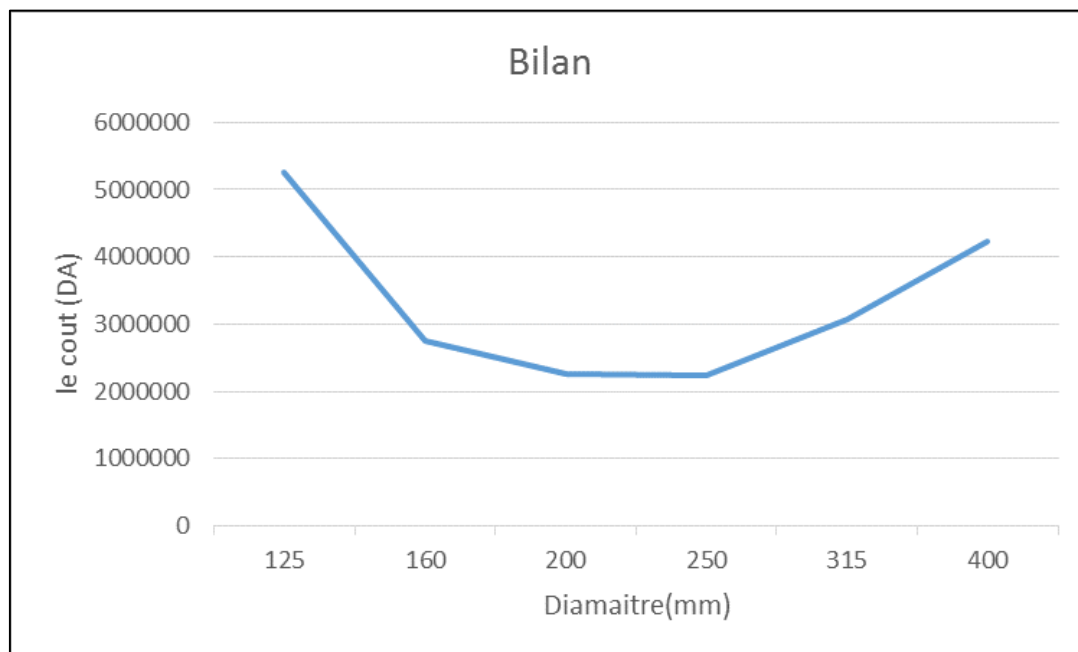
Dextérieur (mm)	Prix de mL (DA)	longueur (m)	Annuité (%)	Frais d'amortissement (DA)
125	1 252,35	2816	8,88	313163,64
160	2 036,65	2816	8,88	509286,3283
200	3 187,80	2816	8,88	797143,8182
250	4 189,30	2816	8,88	1047579,709
315	7 880,95	2816	8,88	1970716,662
400	12 700,60	2816	8,88	3175922,196

**Tableau III.5 :** Frais d'exploitation tronçon (R1- R)

Dextérieur (mm)	HMT (m)	P (KW)	E (KWh)	Frais d'exploitation (DA)
125	836,55783	571,06151	3751874,12	4948721,96
160	379,5647	259,103178	1702307,88	2245344,1
200	246,76492	168,44974	1106714,79	1459756,81
250	200,75182	137,039703	900350,848	1187562,77
315	184,71094	126,089678	828409,183	1092671,71
400	179,2758	122,379476	804033,154	1060519,73

**Tableau III.6 : Bilan de tronçon (R1- R)**

Dextérieur (mm)	Frais d'amortissement (DA)	Frais d'exploitation (DA)	Bilan (DA)
125	313163,64	4948721,96	5261885,61
160	509286,328	2245344,1	2754630,43
200	797143,82	1459756,81	2256900,63
250	1047579,71	1187562,77	2235142,48
315	1970716,66	1092671,71	3063388,37
400	3175922,2	1060519,73	4236441,93

**Figure III.3 : Bilan total du tronçon R1- R2**

Nous allons prendre un diamètre de 250 mm offrant une vitesse de 1.92 m/s.

### III.8.1.2. Deuxième variante

#### Variante 02 : cote du réservoir : 203.66m

Dimensionnement de la conduite d'adduction N02 Projeté

$$Le = 1665 * 1.1 = 1831,5 \text{ m}$$

#### Conduite par pompage :

A partir du R (2x100) m<sup>3</sup> du captage sidi Aissa + station de pompage projeté Vers R1000m<sup>3</sup> projeté et R500m<sup>3</sup> existant :

**Tableau III.7 :** Calcul HMT du tronçon (SP- R (203.66 m NGA))

Dexterieur (mm)	Epaisseur (mm)	Dintérieur (mm)	Vitesse (m/s)	Nbr de Reynolds	$\lambda$	longueur (m)	Hg (m)	$\Delta$ HT (m)	HMT (m)
125	7,4	110,2	5,98547914	659599,801	0,0125	1831,5	66,42	233,45	299,87
160	9,5	141	3,65614899	515517,008	0,0131	1831,5	66,42	72,01	138,43
200	11,9	176,2	2,34126354	412530,636	0,0136	1831,5	66,42	24,86	91,28
250	14,8	220,4	1,49636978	329799,901	0,0142	1831,5	66,42	8,54	74,96
315	18,7	277,6	0,94324212	261844,013	0,0148	1831,5	66,42	2,84	69,26
400	23,7	352,6	0,58465207	206148,321	0,0155	1831,5	66,42	0,91	67,33

**Tableau III.8 :** Frais d'investissement (SP- R(185.64 m NGA)) :

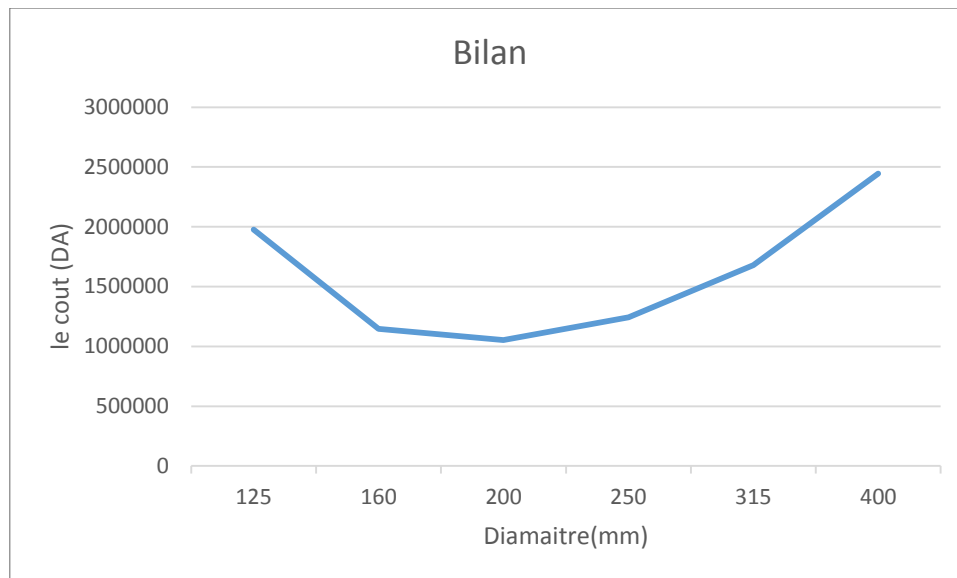
Dextérieur (mm)	Prix de ml (DA)	longueur (m)	Annuité (%)	Frais d'amortissement
125	1 252,35	1831,5	8,88	203867,76
160	2 036,65	1831,5	8,88	328259,92
200	3 187,80	1831,5	8,88	513798,13
250	4 958,80	1831,5	8,88	799241,53
315	7 880,95	1831,5	8,88	1270223,15
400	12 700,60	1831,5	8,88	2047036,99

**Tableau III.9 :** Frais d'exploitation (SP- R (203.66m NGA)) :

Dextérieur (mm)	HMT (m)	P (KW)	E (KWh)	Frais d'exploitation
125	299,87094	204,70	1344889,72	1773909,54
160	138,43328	94,5	620858,74	818912,68
200	91,28257	62,31	409392,75	539989,043
250	74,964379	51,17	336207,38	443457,53
315	69,261113	47,28	310628,83	409719,43
400	67,327518	45,96	301956,86	398281,09

**Tableau III.10 :** Bilan de tronçon (SP- R (203.66 m NGA))

Dextérieur (mm)	Frais d'amortissement	Frais d'exploitation	Bilan
125	203867,76	5399664,81	1977777,3
160	328259,92	1769986,09	1147172,6
200	513798,13	816563,25	1053787,17
250	799241,53	518239,71	1242699,06
315	1270223,15	422514,71	1679942,57
400	2047036,99	392693,80	2445318,08



**Figure III.4 :** Bilan total du tronçon (R2- Rt (203.66m NGA))

Nous allons prendre un diamètre de 250 mm offrant une vitesse de 1.5 m/s.

### III.8.2. Comparaison entre les variantes retenues

**Tableau III.11 :** Comparaison entre les variantes retenues :

Variante	Bilan (DA)
Variante 01	2235142,48
Variante 02	1242699,06

### Interprétation

La variante retenue est donc la deuxième qui comprend un tronçon refoulement sp-R sur une distance de 1665 m (diamètre 250 mm) vers le réservoir (500+1000) m<sup>3</sup> place à la cote 270.08 m.

### Conclusion

Une étude technico-économique a été faite dans ce chapitre afin de déterminer le diamètre approprié des conduites d'adduction par refoulement projetées dans le cadre de ce projet de fin d'études. Cette étude technico-économique a pris en considération à la fois les frais d'amortissement et les frais d'exploitation ce qui a permis une meilleure estimation des diamètres et la réalisation d'un réservoir de 1000 m<sup>3</sup>.

# **Chapitre IV :**

## **Les réservoirs**

**Introduction**

Dans la cadre de notre projet, les réservoirs de stockage représentent un élément indispensable, Donc le but de ce chapitre et de déterminer les volumes de stockage nécessaires et les vérifier de telle façon qu'on assure le meilleur fonctionnement de réseau.

**IV.1.Le rôle des réservoirs**

Les réservoirs d'eau potable assurent des fonctions générales multiples et de nature à la fois technique et économique.

**a- Fonction technique**

- Régulation du débit : Le réservoir est un ouvrage régulateur de débit, il permet d'adapter la production à la consommation.
- Sécurité d'approvisionnement : Le réservoir assure une fonction de sécurité d'approvisionnement dans l'éventualité d'un incident sur les équipements d'alimentation du réseau de distribution (pollution, rupture d'une canalisation, interruption de l'alimentation en énergie)
- Régulation de la pression : Le réservoir est un régulateur de pression puisque sa charge conditionne la perte de charge sur le réseau.
- Simplification de l'exploitation en permettant l'arrêt pour l'entretien ou réparation de certaines installations.
- Réacteur participant au traitement : les réservoirs disposés à l'aval immédiat d'une station de traitement en assurant un temps de contact suffisant entre l'agent désinfectant et l'eau, garantissant une désinfection adéquate de celle avant la distribution.

**b- Fonction économique**

- Réduction des investissements sur le réseau de distribution : Les réservoirs peuvent conduire à des économies significatives sur les investissements à réaliser sur le réseau de distribution, en réduisant le diamètre des canalisations maîtresses (réservoir d'équilibre).
- Réduction des dépenses d'énergie : Les réservoirs permettent de privilégier le pompage pendant les heures de plus faible coût de l'énergie.

**IV.2.Emplacement du réservoir :**

Il faut, évidemment que l'emplacement choisi pour édifier le réservoir soit compatible avec l'un des rôles qu'il doit jouer, c'est-à-dire donner aux abonnés une pression suffisante au moment de la pointe.

En conséquence, on doit toujours tenir compte des considérations suivantes :

- Pour des raisons d'économie, il est préférable que le remplissage du réservoir se fasse par gravité, ce qui implique qu'on puisse le placer à un niveau bas par rapport au réservoir tampon.
- L'alimentation du réseau de distribution doit se faire par gravité, le réservoir doit être construit à un niveau supérieur à celui de l'agglomération.
- Lorsque plusieurs réservoirs sont nécessaires, on doit les implanter de préférence soit en extrémité du réseau soit à proximité du centre important de consommation.
- L'emplacement du réservoir doit être aussi choisi de telle façon à pouvoir satisfaire les abonnés avec une pression suffisante.
- La cote du radier doit être supérieure à la plus haute cote piézométrique exigé dans le réseau.

**IV.3.Classification des réservoirs**

On peut classer les réservoirs en plusieurs catégories :

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

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

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

- Enterrées
- Semi-enterrés
- Surélève

D'après leurs formes :

- Circulaires
- Rectangulaires
- Carrés



**IV.4.Choix du réservoir**

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

Le choix du réservoir dépend des :

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

Pour Notre cas le réservoir choisi sera de type réservoir semi enterré est qui présente les avantages suivants :

- ✓ Économie sur les frais de construction.
  - ✓ Étude architecturale très simplifiée.
  - ✓ Etanchéité plus facile à réaliser.
  - ✓ Conservation de la température constante de l'eau ainsi emmagasinée.
- (A.LENCASTRE, 1983)

**IV.5.Equipements du réservoir**

Un réservoir unique ou compartimenté doit être équipé :

- d'une conduite d'arrivée ou d'alimentation ;
- d'une conduite de départ ou de distribution ;
- d'une conduite de vidange ;
- d'une conduite de trop-plein ;
- du système de matérialisation d'incendie ;
- d'une conduite by-pass. (M.CARLIER, 1972)

Toutes ces conduites doivent normalement aboutir dans une chambre de manœuvre. La traversée des parois des réservoirs par les diverses canalisations peuvent s'effectuer, soit à l'aide des gaines étanches comprenant un corps en fonte muni de cannelures extérieures et de deux brides de raccordement, soit au moyen de manchons et viroles a doublé bride.

Le réservoir doit être équipé :

### IV.5.1. Conduite d'arrivée ou d'alimentation

L'arrivée se fait par-dessus la surface libre (par sur verse) ou en prolongeant la conduite par son extrémité pour qu'elle soit noyée, elle doit s'obturer quand l'eau atteint un niveau max dans la cuve à l'aide d'un flotteur. L'arrivée en chute libre provoque une oxygénation de l'eau favorable surtout aux eaux souterraines, et laisse les pompes travailler avec une hauteur et un débit constant. (DUPONT, 1981)

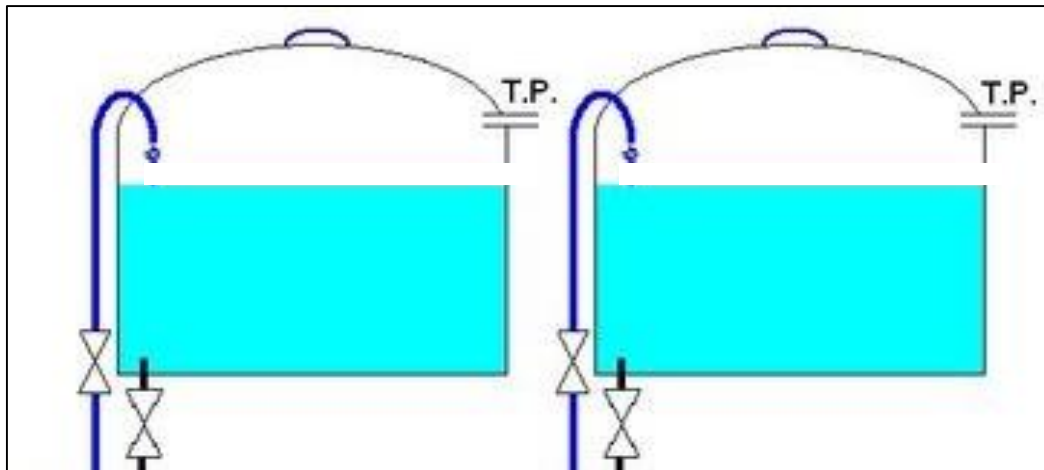


Figure IV.1 : Arrivée en chute libre (Source : Site : <http://lokistagnepas.canalblog.com>)

### IV.5.2. Conduite de distribution

Le départ s'effectue à 0,15 ou 0,20 m au-dessus du radier pour éviter l'introduction de boue, il y a lieu de réserver aussi un minimum de 0,5 m au-dessus de la génératrice supérieure de la conduite en cas d'abaissement max du plan d'eau. Le bout peut être coudé pour éviter le phénomène du vortex. (DUPONT, 1981)

### IV.5.3. Trop plein

Evacuer l'excès d'eau arrivant au réservoir dans le cas de la défaillance du flotteur. (DUPONT, 1981)

### IV.5.4. Vidange

Commence du point bas du réservoir et se raccorde sur la canalisation du trop-plein, équipée d'un robinet vanne pour tout travaux de réparation éventuelle ou de nettoyage. (DUPONT, 1981)

### IV.5.5. By-pass

C'est la création d'une communication entre l'adduction et la distribution, en temps normal les vannes 1 et 3 ouvertes et la vanne 2 fermée, en by-pass on ferme les vannes 1 et 3 et on ouvre la vanne 2. (DUPONT, 1981)

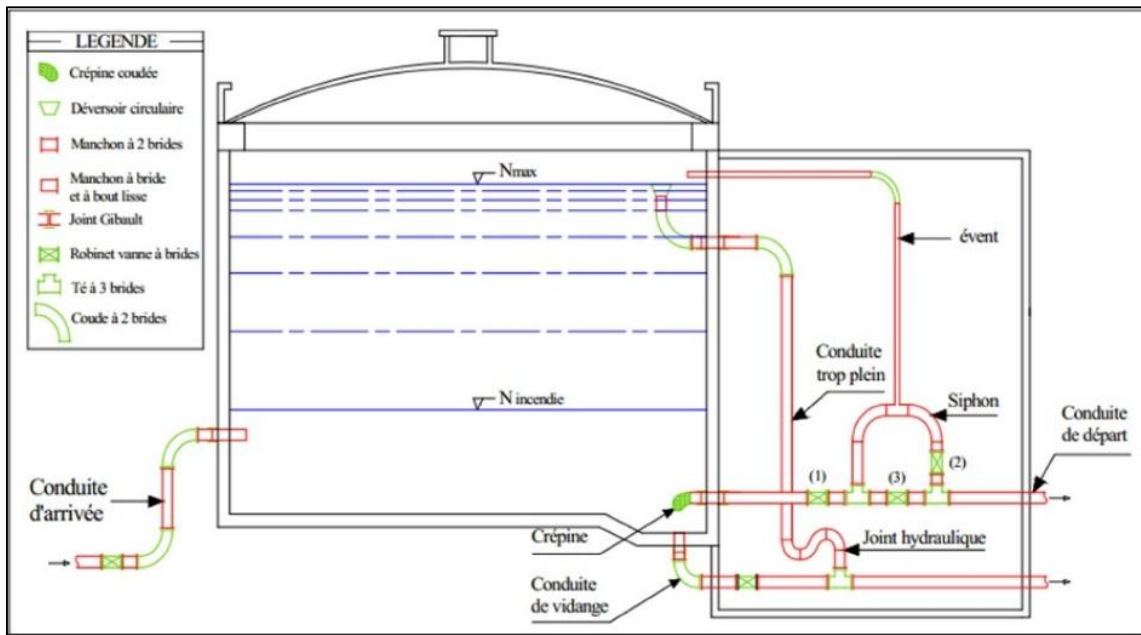


Figure IV.2 : Réservoir circulaire enterrée – semi enterrée (Source : Site : <http://fr.slideshare.net>)

**1V.6. Détermination du volume des réservoirs d'alimentation**

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

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

**IV.6.1. La méthode analytique**

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

$$V_r = \frac{a \cdot Q_{\max,j}}{100} \text{ (m}^3\text{)} \dots\dots\dots\text{(IV.1)}$$

Vr : capacité résiduelle (m<sup>3</sup>),

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

Q max :La consommation maximale journalière (m<sup>3</sup>/j).

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

$$V_T = V_r + V_{inc} \dots\dots\dots\text{(IV.2)}$$

VT : capacité totale du réservoir (m<sup>3</sup>).

Vinc : volume d'incendie estimé à 120 m<sup>3</sup>.

#### IV.6.2.Méthode graphique

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

Donc :

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

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

$$V_r = \frac{Q_{\max} \cdot j \cdot R_{\max}}{100} \text{ m}^3$$

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

#### IV.7.Dimensionnement du réservoir

Pour notre projet et pour déterminer la capacité du réservoir on utilise la méthode analytique

##### IV.7.1.Réservoir de stockage

Les réservoirs de stockage du réseau d'adduction constituent les réservoirs de tête des réseaux de distribution de la localité à desservir.

L'estimation de la capacité totale du réservoir se fait par la méthode analytique

Tableau IV.1 : Evaluation du volume résiduel du réservoir de HARAZA

Heure	Cons (%)	Réf (%)	Surplus	Déficit	Reste dans le réservoir	
0-1	1,5	5,56		4,06	-11,68	15,16
01--02	1,5	5,56		4,06	-15,74	11,1
02--03	1,5	5,56		4,06	-19,8	7,04
03--04	1,5	5,56		4,06	-23,86	2,98
04--05	2,5	5,56		3,06	-26,92	0
05--06	3,5	5,56		2,06	-28,98	-2,06
06--07	4,5	5,56		1,06	-30,04	-3,12
07--08	5,5	5,56		0,06	<b>-30,1</b>	<b>-3,18</b>
08--09	6,25	5,56	0,69		-29,41	-2,49
09--10	6,25	5,56	0,69		-28,72	-1,8
10--11	6,25	5,56	0,69		-28,03	-1,11
11--12	6,25	5,56	0,69		-27,34	-0,42
12--13	5	5,56		0,56	-27,9	-0,98
13-14	5	5,56		0,56	-28,46	-1,54
14-15	5,5	5,56		0,06	-28,52	-1,6
15-16	6	0	6		-22,52	4,4
16-17	6	0	6		-16,52	10,4
17-18	5,5	0	5,5		-11,02	15,9
18-19	5	0	5		-6,02	20,9
19-20	4,5	0	4,5		-1,52	25,4
20-21	4	0	4		<b>2,48</b>	<b>29,4</b>
21-22	3	5,56		2,56	0	26,84
22-23	2	5,56		3,56	-3,56	23,28
23-24	1,5	5,56		4,06	-7,62	19,22

Calcul la capacité de réservoir du HARAZA :

Le volume résiduel sera :  $V_r = \frac{32'58 * 3697'91}{100} = 1204.77 \text{ m}^3$

La capacité totale sera :  $V_t = 1204.77 + 120 = 1324.77 \text{ m}^3$

La capacité normalisée sera :  $V_n = 1400 \text{ m}^3$ .

#### Remarque :

La capacité du réservoir existant n'est pas suffisante pour satisfaire les besoins de la ville à l'horizon de calcul on doit réaliser un réservoir de capacité de 1000 m<sup>3</sup>

#### Dimensions du réservoir

- Le diamètre D de la cuve :

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

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

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

$S$  : section du réservoir ( $m^2$ ) ;

$D$  : diamètre de la cuve (m) ;

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

On prend:  $h = 4$  m

AN:  $D = \sqrt{\frac{4 * 1000}{3,14 * 4}} \Rightarrow D = 17.84$  m, on prend: **D = 18 m**

- Révaluation de la hauteur d'eau h :

$$h = \frac{4 * V_n}{\pi * D^2} \dots\dots\dots (IV.6)$$

AN:  $h = \frac{4 * 1000}{3,14 * 18^2} \Rightarrow h = 3.93$  m

Projeté un réservoir de capacité de  $1000 m^3$ , hauteur de 4m et diamètre 18 m.

**IV.7.2.Dimensionnement de la bache de reprises de la station de pompage(SP)**

La bache de reprise dans notre cas joue un rôle transitoire. Son dimensionnement est basé sur le temps nécessaire pour maintenir la crépine en charge qui est généralement, estimé à un quart d'heure (15min).

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

$$V_{bache} = \frac{Q_{max,j} * t}{18}$$

Avec :

$Q_{max,j}$  : débit maximal journalier total.

T: le temps de fonctionnement de la station de pompage (T = 18 h)

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

**IV.7.2.1.Bache de la station de pompage (SP)**

La station de pompage (SP) se situe à 1665 m de Réservoir projeté de Sidi Aissa( $R1000m^3$ ) au voisin de R  $500m^3$  existant. La bache de reprise elle-même est alimentée par une conduite gravitaire. Le débit entrant à la station de pompage (SP) est de 55.18 l/s.

Alors le volume de la bache de (SP1) est déterminé par la relation suivante :

$$V_{\text{bache}} = \frac{3575.85 \times 0.25}{18} = 49.65 \text{ m}^3$$

En choisissant un volume normalisé de 50 m<sup>3</sup>.

#### **IV.8. Hygiène et sécurité des réservoirs**

- Les réservoirs doivent être protégés contre toute pollution d'origine extérieure.
- Ils doivent être protégés contre les élévations importantes de températures.
- Ils doivent être faciles d'accès et leur installation doit permettre de vérifier en tout temps leur étanchéité.
- Ils doivent être munis d'un dispositif permettant une prise d'échantillon d'eau à l'amont et à l'aval immédiat du réservoir.
- L'ensemble des matériaux constituant les réservoirs ne doit ni se désagréger ni communiquer à l'eau des saveurs ou odeurs désagréables.

#### **Conclusion :**

Dans ce chapitre, on a déterminé la capacité et le dimensionnement des ouvrages hydrauliques le réservoir d'alimentation et le bache de reprise pour la station de pompage pour satisfaire les besoins en eau des agglomérations et assurer le bon fonctionnement de l'adduction et de station de pompage.

# **Chapitre V :**

## **Etude de pompage**



---

---

## Introduction

Ce chapitre a pour but, la détermination du type de pompe adapté à l'usage de notre projet, ce qui nous permettra donc d'assurer le débit appelé et la hauteur manométrique totale demandés, tout en tenant compte des conditions de bon fonctionnement hydraulique du réseau.

### V.1.Définition

Une pompe est un dispositif permettant d'aspirer et de refouler un fluide, ce sont des machines hydrauliques dont le rôle consiste à relever le débit d'un point bas à un point haut ceci grâce à la transformation de l'énergie électrique en énergie hydraulique.

### V.2.Type de pompe

Il existe une multitude de types de pompes, leur choix est tributaire du débit à refouler et de la hauteur manométrique totale d'élévation, ce choix se fait à l'aide de catalogue formalisés ou numérisés donnant le type de pompe pouvant assurer le débit et la hauteur manométrique totale d'élévation a nous donc de choisir celle offrant un meilleur rendement. Nous dénombrons deux (02) grandes familles de pompes :

- Les pompes volumétriques.
- Les turbopompes (centrifuge-hélice)

#### V.2.1.Pompes volumétriques

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

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

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

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

#### V.2.2.Les turbopompes

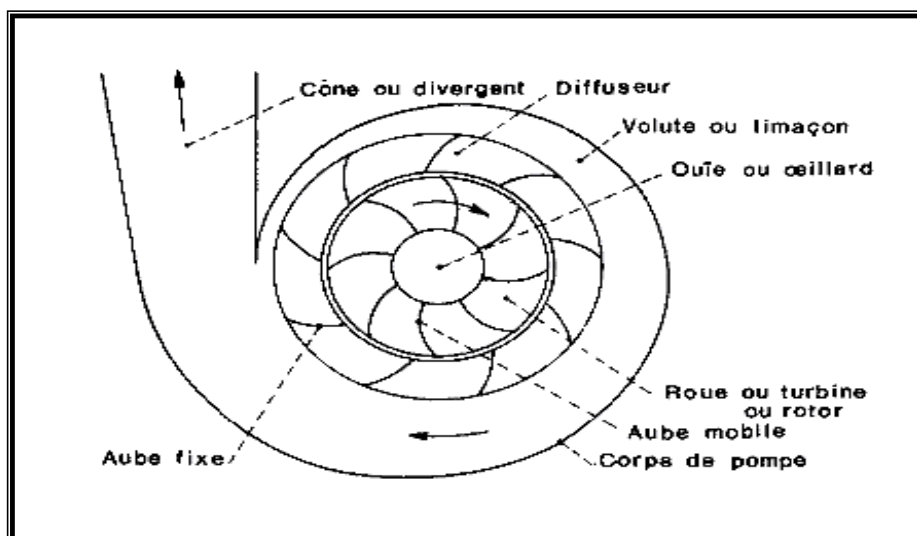
Une turbopompe est essentiellement constituée par un organe mobile ou une roue munie d'aubes ou d'ailettes animées d'un mouvement de rotation qui permet l'augmentation de

l'énergie de fluide. Elle est précédée d'une entrée et suivie le plus souvent d'un diffuseur dans lequel une partie de l'énergie cinétique du fluide se transforme en pression. Ce sont les plus utilisées, on distingue :

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

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

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



**Figure V.1 :** Constitution d'une pompe centrifuge

Notre cas se portera sur les pompes centrifuges parce qu'elles ont :

- Un bon rendement.
- La simplicité de leur installation et leur fonctionnement.
- Un Coût réduit.
- Leur couplage peut se faire en série ou en parallèle.
- Ne nécessitent qu'une légère maintenance et un entretien très simple.

### V.2.3. Les pompes centrifuges

Elles sont munies d'une turbine ou rotor, immergé dans le liquide. Le liquide pénètre dans la pompe par un orifice situé à proximité de l'axe du rotor. Ce dernier, chasse le liquide sous haute pression vers les extrémités des aubes fixes.

Le rotor donne une vitesse relativement importante au liquide. Cette énergie cinétique est convertie en force de pression dans la partie fixe de la pompe ou diffuseur.

Dans les pompes à haute pression, de nombreux rotors peuvent être montés en séries. Le rotor doit être amorcé avant de pouvoir fonctionner : il doit être rempli de liquide lorsque la pompe est lancée. Nous pouvons réaliser cela en plaçant un clapet de retenue dans le tuyau d'aspiration.

Ce clapet retient le liquide dans la pompe lorsque le rotor est à l'arrêt. S'il n'y a pas de clapet, la pompe doit être amorcée par un apport extérieur du liquide, par décharge à partir d'un réservoir. Une pompe centrifuge est souvent munie d'une valve placée dans le tuyau d'évacuation pour contrôler le débit et la pression.

### V.3. Disposition et installation d'une pompe centrifuge

Le schéma d'installation d'une pompe centrifuge dépend de la ressource et des caractéristiques du site où elle est installée. Mais les cas les plus existants, se rattachent à l'une des trois dispositions ci-après :

- Disposition avec pompe en charge.
- Disposition avec pompe en aspiration.
- Disposition avec pompe en siphon.

#### V.3.1. Pompe installée en charge

C'est la disposition la plus souhaitable si elle est possible, le plan d'eau d'aspiration est supérieur de l'axe de la pompe, pour calculer les pressions d'aspiration et de refoulement nous installerons deux manomètres une à l'aspiration et l'autre au refoulement, nous pouvons utiliser ce type de disposition dans les stations de pompage en aval d'un barrage, dans les stations de reprise en aval d'un réservoir etc. l'amorçage des pompes est sans problème, c'est-à-dire que l'eau entre spontanément dans la pompe sans difficulté.

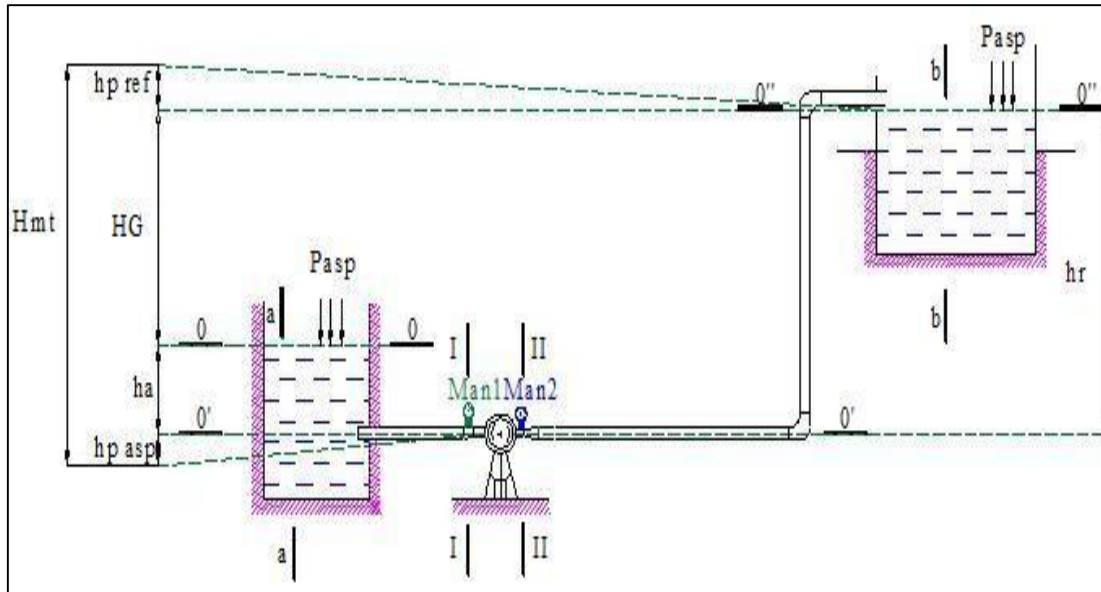


Figure V.2 : Schéma d'une pompe centrifuge installée en charge

### V.3.2. Pompe installée en aspiration

Dans cette disposition, le plan d'eau d'aspiration est inférieur de l'axe de la pompe, pour calculer les pressions d'aspiration et de refoulement, nous installerons un vacuomètre à l'aspiration et un manomètre au refoulement, un dispositif d'amorçage est nécessaire (ballon et pompe à vide), les pompes doivent avoir une faible NPSHr. Nous pouvons utiliser ce type de disposition dans les puits, dans les rivières etc.

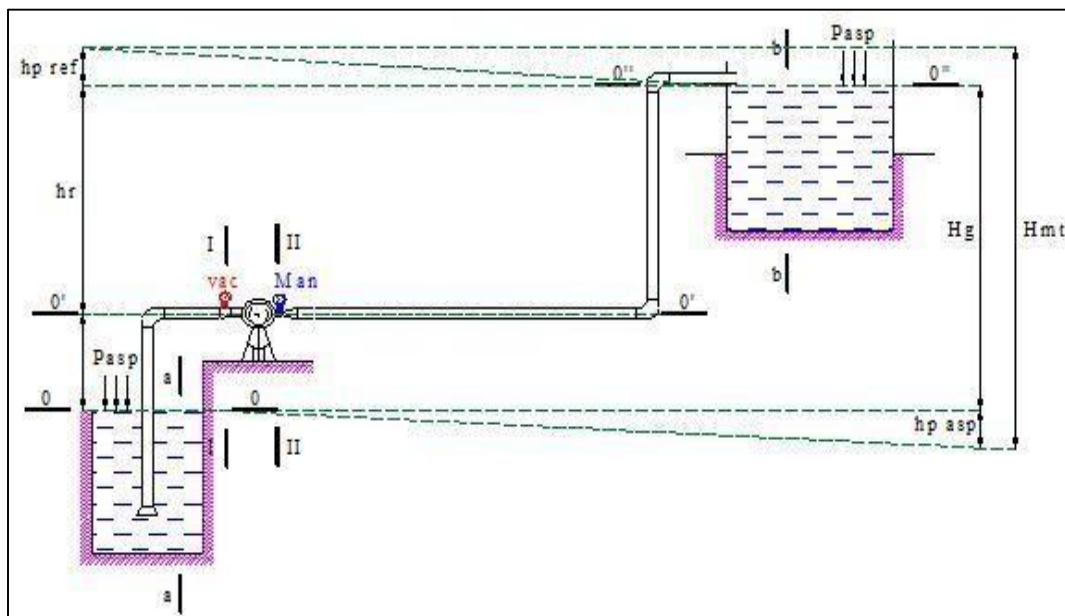


Figure V.3 : Schéma d'une pompe centrifuge installée en aspiration

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

Le type de la pompe est choisi de façon à :

- Assurer le débit appelé  $Q_{app}$  et la hauteur  $HMT$  avec le meilleur rendement;

- Vérifier la condition de non cavitation ;
- Encombrement et poids les plus faibles ;
- Vitesse de rotation la plus élevée ;
- Puissance absorbée minimale ;
- Etre fabriquée en série ;
- Doit répondre à la construction du bâtiment la plus économique.

### V.5.Choix du nombre de pompe

Pour choisir le nombre convenable de pompes, nous devons aboutir à un :

- Nombre minimal de pompes.
- Meilleur rendement.
- Puissance absorbée minimale.
- Vitesse de rotation élevée.
- (NPSH)<sub>r</sub> minimal.

### V.6.Choix de l'emplacement de la station de pompage

Le choix de l'emplacement de la station de pompage se base sur plusieurs critères à savoir :

- Il est préférable de situer la prise d'eau la plus proche possible de la station de pompage.
- Il faut éviter les zones sismiques et les zones non stables dans la mesure de possible.
- Il faut respecter les normes : distance minimale entre la station de pompage un aéroport et une prise d'eau doit être 30 km.
- Les différents ouvrages des stations de pompage ne doivent pas se trouver dans les lieux libres du tracé en cas de crue.

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

- Prévoir L'accès à tous les ouvrages.
- Utiliser les moyens de dérivation des eaux pluviales (drainage).
- Prévoir la verdure autour de la station de pompage pour l'environnement.

### V.7.Couplage des pompes

Le couplage des pompes se fait dans le cas où une pompe placée ne permet pas de fournir la charge ou le débit nécessaire pour l'élévation d'eau au point voulu.

Le couplage des pompes se fait comme suit :

Débit fourni par une seule pompe insuffisant → couplage en parallèle.

Charge fournie par une seule pompe insuffisante → couplage en série.

### V.7.1. Couplage en parallèle

Dans ce cas :

- Chaque conduite de refoulement aboutit à une conduite générale commune.
- Cette dernière sera composée de la somme des débits de chaque pompe.
- La caractéristique de l'ensemble des groupes sera obtenue en sommant pour une même ordonnée H les débits abscisses de chaque groupe.

Ce type de couplage est utilisé pour refouler un débit variable à une hauteur constante.

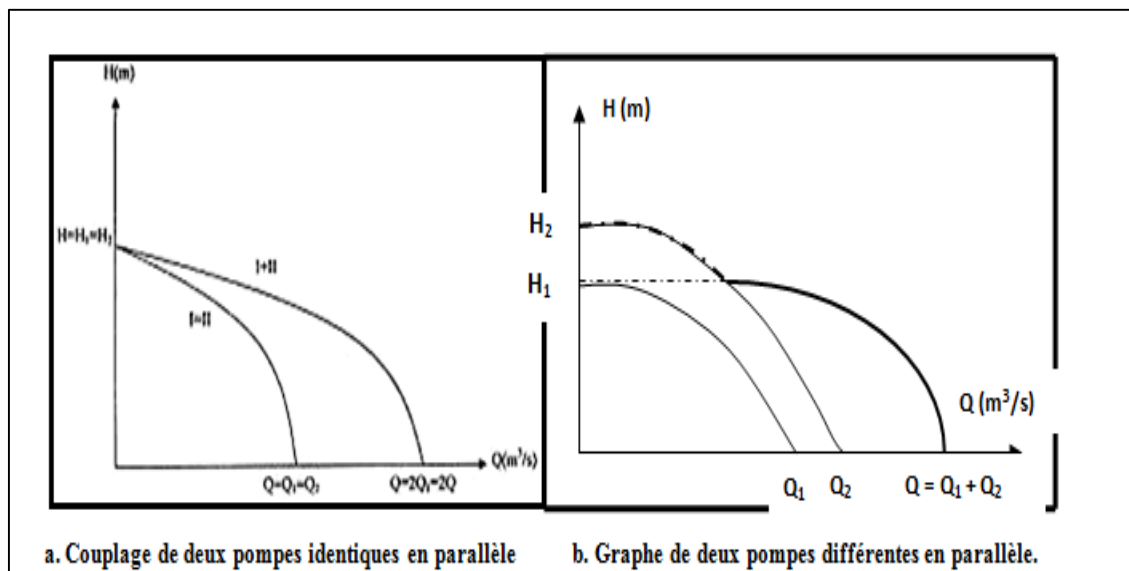


Figure V.4 : Couplage en parallèle

### V.7.2. Couplage en série

Dans ce cas :

Le refoulement de la première pompe débouche dans l'aspiration de la seconde. Le même débit traverse les deux pompes et les hauteurs d'élévation produites par chaque groupe.

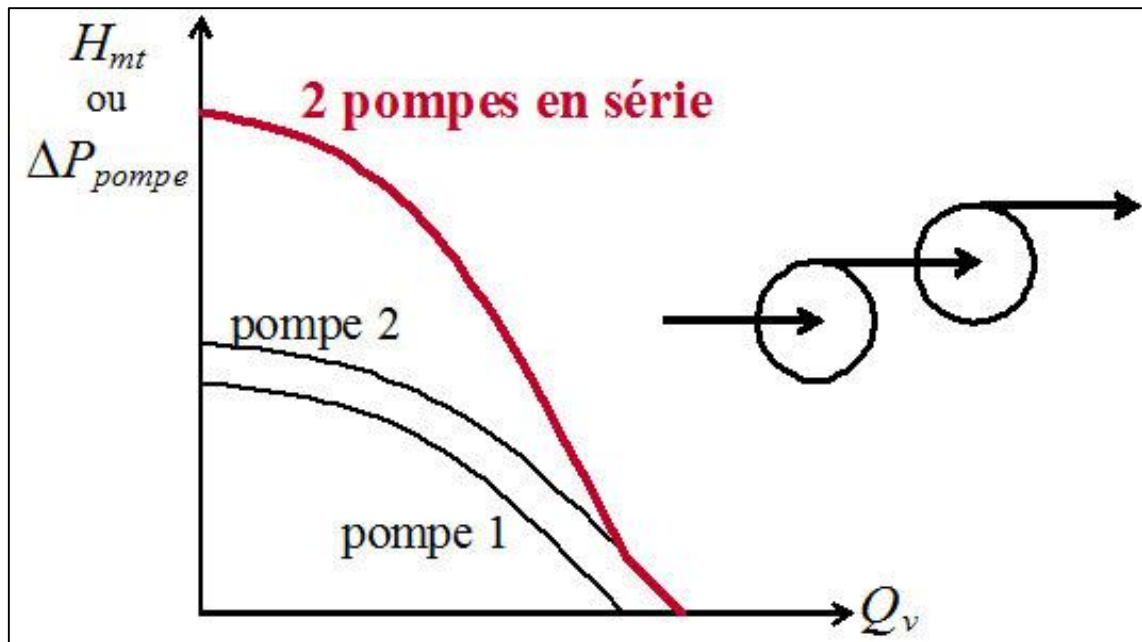


Figure V.5 : Couplage en série

### V.8. Courbes caractéristiques des pompes

Les courbes caractéristiques de la pompe [H-Q], [Pabs - Q], [ $\eta_p$  - Q], [(NPSH)<sub>r</sub> - Q]. Sont retirées à partir de logiciel de CAPRARI

### V.9. Courbe caractéristique d'une conduite de refoulement

Nous appelons par courbe caractéristique d'une conduite la courbe qui représente pour une canalisation de diamètre D et de longueur L.

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

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

- $H_g$  : hauteur géométrique (m) ;
- $\Delta h_t$  : perte de charge totale occasionnée par la conduite (m) ;  $\Delta h_t = 1,1 * \Delta h_p^{lin}$   
(V-2)

- $\Delta h_p^{lin}$  : perte de charge linéaire (m) ;  $\Delta h_p^{lin} = \frac{8 * \lambda * L_{ref} * Q^2}{\pi^2 * g * D_{ec}^{5,3}}$  (V-3)

- $\lambda$  : 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<sup>3</sup>/s) ;

- $D_{ec}$  : diamètre économique de la conduite de refoulement (m) ;
- $g$  : accélération de la pesanteur ( $m/s^2$ ).

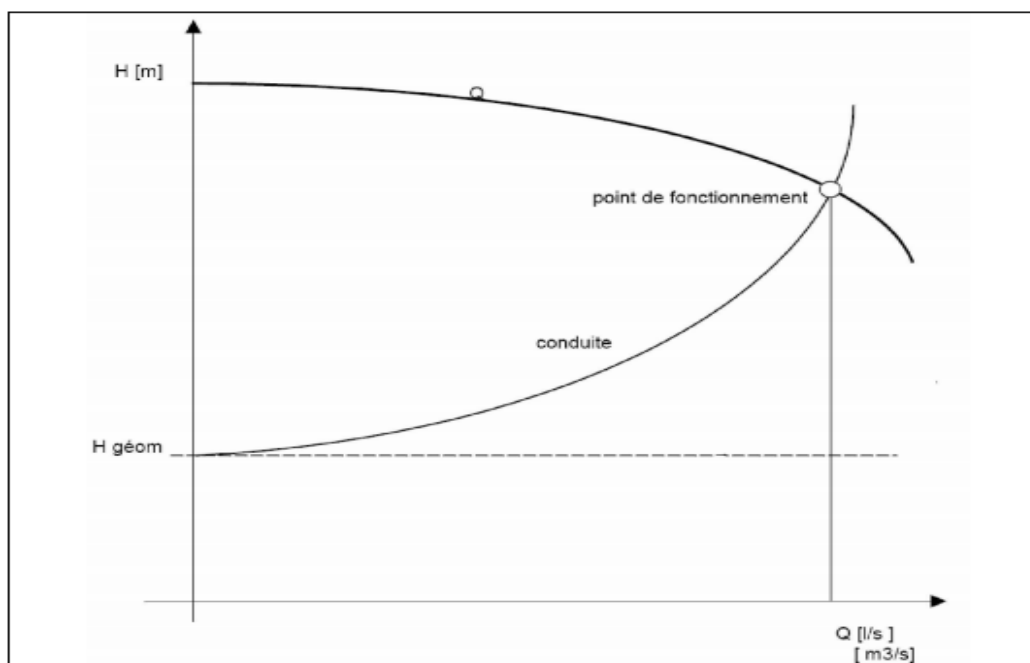
### V.10. Point de fonctionnement des pompes

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

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

Choisir la bonne pompe ne suffit pas pour juger son bon fonctionnement, il faut compléter ce choix par la détermination du point de fonctionnement. Afin d'orienter notre choix, nous devons satisfaire les conditions mécaniques et hydraulique, et tracer la courbe de la conduite de refoulement et celle de la pompe qui est donnée par le constructeur sur le catalogue.

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



**Figure V.6 :** Graphe représentatif de la détermination de point de fonctionnement.



**V.11. Modes de réglage**

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

➤ **Débit disponible > Débit appelé**

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

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

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

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

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

$$h_v = H_c' - H_{app} \dots\dots\dots(V-5)$$

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

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

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

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

$$t' = \frac{Q_a}{Q} t \quad (V.6)$$

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

- 
- 
- $t'$  : nouveau temps de fonctionnement de la station de pompage par jour (h);
  - $Q_{pf}$  : débit correspondant au point de fonctionnement de la pompe ( $m^3/h$ ).

4. **Augmentation des pertes de charge dans les conduites de refoulement** : en augmentant les singularités (des diffuseurs, des rétrécissements brusques, des coudes..etc).

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

6. **Rognage** : C'est la diminution du diamètre extérieur de la roue, en gardant la même vitesse de rotation, et la même distance entre les deux flasques. Cette méthode est déconseillée pour les pompes multicellulaires.

➤ **Débit disponible < Débit appelé**

Dans le cas où le débit fourni par la pompe est inférieur au débit demandé, les techniques qui nous permettent le réglage du débit sont les suivants :

1. **Qualitatif** : augmentation de la vitesse de rotation de la pompe.
2. **Changement de type de pompe.**
3. **Couplage des pompes.**

En définitif, les différents modes de réglage sont étudiés afin d'opter pour le mode Occasionnant la chute de rendement la plus faible et la puissance absorbée la plus faible.

### **V.12.Cavitation**

On appelle cavitation d'une pompe centrifuge la vaporisation, à l'entrée de la roue, d'une partie du liquide pompé. C'est en effet en ce point que la pression est en général la plus basse. On considère en général que cette vaporisation est liée au fait que la pression statique tombe en dessous de la pression de vapeur saturante du fluide pompé. En réalité, il s'agit parfois de la création de bulles de gaz dissous dans le liquide (cas de l'eau notamment), on parle alors de cavitation apparente.

Les effets de la cavitation peuvent être très néfastes pour la pompe :

- la création de bulle de vapeur à l'aspiration s'accompagnant de leur condensation brutale dans ou en sortie de roue, lorsque la pression remonte, implosion des bulles de vapeur au niveau de la roue , vibrations anormales, bruit anormal (pompage de cailloux),

- destruction des garnitures d'étanchéité suite aux vibrations, arrachement de matière dans les zones d'implosion,
- chute du débit pompé lorsqu'apparaît le phénomène de cavitation

La cavitation est la vaporisation du liquide contenu dans la pompe quand il est soumis à une pression inférieure à la tension de vapeur correspondant à sa température.

Ce phénomène se produit à l'orifice d'aspiration de la pompe ; des bulles apparaissent dans les zones où la pression est la plus faible (entrée des aubes de roue des pompes centrifuges) : elles sont transportées dans les zones de pressions plus fortes où se produit leur condensation. Des implosions se produisent alors à des fréquences élevées et créent des surpressions locales très élevées (jusqu'à des centaines de bars).

La cavitation est un phénomène à éviter absolument, car il entraîne de graves conséquences :

- Erosions du matériau pouvant aller jusqu'au perçage des aubes des turbines des pompes centrifuges.
- Augmentation du bruit et des vibrations générées par la pompe.
- Chutes des performances des pompes avec diminution importante de la hauteur manométrique totale, du débit et du rendement.

Le critère qui sert à définir la pression nécessaire à l'aspiration pour obtenir un bon fonctionnement de la pompe, c'est à dire pour maintenir en tout point du fluide une pression supérieure à la pression de vapeur saturante, est le «NPSH » sigle de l'abréviation anglo-saxonne de « Net Positive Section Head ». Cette caractéristique, donnée par le constructeur est qualifiée de « NPSH requis », tient compte en particulier de la chute de pression que subit le fluide lors de son accélération à l'entrée de la roue. La pompe ne fonctionnera correctement que si la pression totale à l'entrée PA est supérieure à la somme  $p^{\circ} + \text{NPSH requis}$ . Nous appelons « NPSH disponible » la différence entre la pression totale à l'entrée et la pression de vapeur saturante. Il faut donc respecter la condition :

$$\text{NPSH disponible} > \text{NPSH requis}$$

Pour cela il faut :

- Préférer si possible les montages de pompes en charge.
- Eviter de transporter des liquides à des températures trop élevées.
- Eviter une alimentation à partir d'un réservoir sous pression réduite.

- Diminuer les pertes de charge du circuit d'aspiration.

Si ces conseils ne peuvent être appliqués en raison des exigences du procédé, il ne reste plus qu'à trouver une pompe dont les caractéristiques montrent des valeurs de N.P.S.H requis suffisamment faibles

**V.13.Calage des pompes Centrifuges**

**V.13.1.Installation en charge**

C'est la détermination de la côte exacte de la pompe et la hauteur d'aspiration admissible pour que le NPSH disponible doive toujours être supérieur à NPSH requis. Pour une installation en charge le NPSHd est donne par :

$$(NPSH)d = P_a - T_v - h_a^{adm} - \frac{V_a^2}{2 * g} - \Delta h_a \dots \dots \dots (V.7)$$

$$\Delta h_a = \Delta h_a^{li} + \Delta h_a^{sin} \dots \dots \dots (V.8)$$

$$\Delta h_a = (1.15 - 1.1) \Delta h_a^{li} \dots \dots \dots (V.9)$$

$$(NPSH)d = (NPSH)r + r \dots \dots \dots (V.10)$$

r : marge de sécurité, r = (0,3 – 0,5) m. On prend : r = 0,3 m.

Donc :

$$h_a^{ac} = (NPSH)_r + r - P_a + T_v + \frac{V_a^2}{2g} + \Delta h_a \dots \dots \dots (V.11)$$

Avec :

P<sub>a</sub>: pression atmosphérique

$$P_a = 10.33 - 0.00139 * H \dots \dots \dots (V.12)$$

Avec :

- H :altitude de la station ;
- P<sub>v</sub> :Tension de vapeur sature ;
- h<sub>a</sub><sup>ad</sup> :Hauteur d'aspiration admissible ;
- V<sub>a</sub> : vitesse d'aspiration
- Δh<sub>a</sub>:La somme des pertes de charges ;

$$\nabla a = \nabla_m - h_{asp}^{adm} + r \dots \dots \dots (V.13)$$

Avec :

$\nabla_a$  : Niveau de l'axe de la pompe (mNGA)

$\nabla_m$  : Niveau minimal du plan d'eau d'aspiration (mNGA)

$$\nabla_m = C_p - h + h_{ir} \dots \dots \dots (V.14)$$

Avec :

- $C_p$  : côte du plan d'eau dans le réservoir (mNGA)
- $h$  : hauteur d'eau dans le réservoir (m)
- $h_{ir}$  : hauteur d'incendie dans le réservoir (m)
- $r$  : marge de sécurité,  $r = (0,1 - 0,3)$  m

**V.13.2.Installation en aspiration**

Pour une installation en aspiration la  $h_a^{ac}$  est donné par :

$$h_a^{ac} = -(NPSH)_r - r + P_a - T_v - \frac{v_a^2}{2g} - \Delta h_a \dots \dots \dots (V.15)$$

$$\nabla_a = \nabla_m + h_a^{ac} - r \dots \dots \dots (V.16)$$

**V.14.Moteur d'entraînement**

**V.14.1.Définition :**

Un moteur est un dispositif permettant d'effectuer un mouvement de rotation, de translation, ou d'ascension, à partir d'une énergie qui peut être chimique, électrique ou thermique.

**V.14.2.Choix du moteur**

Il existe plusieurs critères liés au choix du moteur :

- Puissance du moteur absorbée.
- Position de l'arbre de transmission horizontale ou verticale.
- Tension d'alimentation du moteur.

**V.14.3.Vitesse de rotation du moteur :**

La vitesse de rotation du moteur est donnée comme suit :

$$N_{moteur} = N \text{ pompe } (+/-) 200 \text{ tr/mn} \dots \dots \dots (V.17)$$

**V.15. Application à l'adduction de région de Haraza**

**V.15.1. Pour la station SP :**

Nous allons utiliser le catalogue numérique des pompes appelé CAPRARI Nous devons avoir un system de pompage pour assurer un débit de 55.183 l/s et une Hmt de 90.6 m. On note le nombre.

Le type et les caractéristiques des pompes dans le tableau V.1 :

**Tableau V.1** : Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre

N	Type de pompe	Q Total (l/s)	HMT (m)	$\eta$ (%)	Vitesse (tr/min)	Pabs (Kw)	(NPSHr (m)	Nombre d'étage
1	PM 125/3B	58.5	78.7	72.4	1750	61.5	3.94	3
1	PM 125 / 4D	56.6	74	67.7	1750	75	3.65	4
1	PM 125 / 3C	55.3	70.3	72.2	1750	53.7	3.46	3
1	PM 150 / 2B	61.1	86	69.2	1750	74.6	2.54	2
1	<b>PM 150/2C</b>	<b>58.9</b>	<b>79.8</b>	<b>68.3</b>	<b>1750</b>	<b>67.3</b>	<b>2.49</b>	<b>2</b>

Pour cette station de pompage nous allons prendre une PM 150 / 2C et ce parce qu'elle présente les meilleures caractéristiques en ce qui concerne le nombre d'étage, la vitesse de rotation et la puissance absorbée.

### Remarque

On opte pour un nombre de pompe d'une (01) en plus un (01) pompe de secours. Ces deux (02) pompes sont identiques de type **PM 150 / 2C**

#### V.15.1.1. Description de la pompe

Pompe PM 150/ 2 C :

- Pompe Centrifuge multicellulaire pour hautes pressions à axe horizontal
- Roues, diffuseurs et corps d'aspiration : en fonte
- Corps de refoulement et corps d'étage : en fonte (PMS: en fonte sphéroïdale)
- Corps de refoulement avec pieds de support et orifice de refoulement tourné vers le haut ; corps d'aspiration à bouche orientable
- Arbre en acier inoxydable entièrement protégé par une douille en acier inoxydable.
- Double palier
- Roulements à billes largement dimensionnés pour supporter les charges radiales et axiales dans les deux sens
- Garniture : à tresse, réglable à faible coefficient de frottement
- Hauteur d'arbre normalisée (UNI 2946)

**Tableau V.2 :** Caractéristiques de la pompe choisi pour SP

Données techniques	Caractéristiques
Q	58,86 l/s
H	79,8 m
n. poles	4
Fréquence	60 Hz
Monophasé / Triphasé	3~
Puissance moteurP2	75 kW
Tension	460 V
Diamètre refoulement	DN 150 (UNI PN40)
Raccord d'aspiration	DN200 (UNI PN25)

### V.15.1.2.Courbes caractéristiques de la pompe

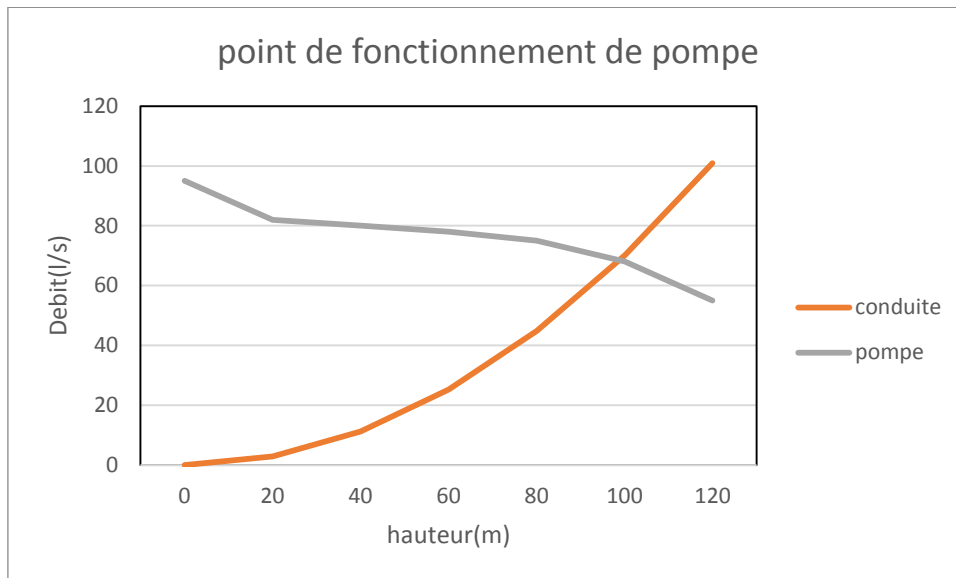
Les courbes caractéristiques de la pompe : [H-Q], [Pabs-Q], [ $\eta_p$ -Q], [(NPSH)<sub>r</sub>-Q ]  
Sont retirées à partir de logiciel de CAPRARI et sont Représentées par la figure (V.5)

### V.15.1.3.Courbe caractéristique de la conduite

**Tableau V.3 :** Courbe caractéristique de la conduite de refoulement

N°	Q (l/s)	Hg (m)	Lref (m)	Dec (mm)	$\lambda$	Dhplin (m)	Dht (m)	Hc (m)
1	0	66.42	1831.5	250	0,0142	0	0	0
2	20	66.42	1831.5	250	0,0142	1,335	1,47	2,80
3	40	66.42	1831.5	250	0,0142	5,34	5,88	11,22
4	60	66.42	1831.5	250	0,0142	12,02	13,22	25,24
5	80	66.42	1831.5	250	0,0142	21,37	23,50	44,87
6	100	66.42	1831.5	250	0,0142	33,39	36,73	70,11
7	120	66.42	1831.5	250	0,0142	48,08	52,88	100,96

La courbe caractéristique de la conduite de refoulement et le point de fonctionnement de la pompe sont donnés sur la (figure V.9)



**Figure V.7 :** point de fonctionnement de pompe

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

$$Q_{pf} = 72.5l /s \geq Q_{app} = 58.9l/s$$

$$H_{pf} = 96.5m \geq H_{app} = 79.8m$$

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

**V.15.1.4. Dimensionnement des équipements des pompes**

**Conduite d'aspiration :**

La conduite d'aspiration doit être placée sur une butée.

La conduite d'aspiration est dimensionnée de sorte à éviter la cavitation et la formation de Vortex, c'est pour cela qu'on doit impérativement avoir une vitesse d'aspiration admissible.

$$Da = (1,2-1,5) da \dots \dots \dots (V.18)$$

da : diamètre de la tubulure d'aspiration ; d'après logiciel (CAPRARI) égale à 200 mm

Nous prendrons 1.5 comme facteur de multiplication ce qui donne :

$$Da = 1,2 * 200 = 240 \text{ m}$$

Le diamètre normalisé sera égal à 250mm.



## a) Vérification de la vitesse

La vitesse de l'écoulement dans les conduites doit être vérifiée par rapport aux fourchettes suivantes :

$$V_a = (0,7 - 1) \text{ m/s pour } D_a \leq 250 \text{ mm}$$

$$V_a = (1 - 1,5) \text{ m/s pour } 250 \leq D_a \leq 800 \text{ mm}$$

$$V_a = (1,5 - 1,8) \text{ m/s pour } D_a > 800 \text{ mm}$$

$$V_{asp} = \frac{Q}{S} = \frac{4Q}{\pi D}$$

$$V_{asp} = \frac{4 \cdot 57,06 \cdot 0,001}{3,14 \cdot 0,25^2} = 1,16 \text{ m/s}$$

La condition de la vitesse d'écoulement est vérifiée.

## b) vérification de la condition de non cavitation :

Nous avons :

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

$$Patm = 10,33 - 0,00139 \times H$$

**Tableau V.4 :** Variation de la tension de vapeur d'eau en fonction de la température.

T° (C°)	5	10	20	30	40	50	80	100
Tv (m.c.e)	0,1	0,1	0,2	0,4	0,8	1,3	4,8	10,3

La tension de vapeur d'eau sera choisie pour une température de 18°C

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

$$\Delta h_{asp} = (1,10 - 1,15) \times \Delta_a^{li}$$

$\Delta H_a^{li}$  : Perte de charge linéaire à l'aspiration(m), elle sera estimée pour la conduite d'aspiration. En utilisant la formule :

$$\Delta h_a^{li} = \frac{8 \times L \times Q^2}{g \times \pi^2 \times D^5}$$

Avec :

L : longueur de la conduite d'aspiration, L = 50 m ;

D : diamètre de la conduite d'aspiration(m), Da=200mm

Q : débit refoulé (m<sup>3</sup>/s)

$$-\Delta h_{asp}^{lin} \text{ elle sera estimée par : } \sum h_{asp}^{lin} = \frac{10 * L_{asp}}{1000} = 0.5m$$

Nous avons une charge nette d'aspiration (NPSH)<sub>r</sub> de 2.49m. La station de pompage 1 sera implanté a la cote 203.66 m ce qui donne une pression atmosphérique de :

$$P_{atm} = 10,33 - 0,00139 \times H = 10.33 - 0.00139 * 203.66$$

$$P_{atm} = 10.04 \text{ mce}$$

La tension de vapeur d'eau à une température T°=18 °C ⇒ Tv = 0,216 mce.

$$\Delta h_a^{li} = \frac{8x \times Lx Q^2}{gx \pi^2 x D^5} \Rightarrow \Delta h_a^{li} = 0.195m.$$

$$\Delta h_{asp} = 1,1 \times 0,195 = 0,215 \text{ m.}$$

$$h_a^{adm} = 10.04 - 0.216 - 0.215 - 2.49 - 0.5 - \frac{1.16}{2 * 9.81} = 6.56m$$

Pour éviter toutes risques de cavitation il respectée l'inégalité suivante

$$(NPSH)_d > (NPSH)_r$$

$$(NPSH)_d = 10.04 - 0.216 - 0,215 - \frac{1.16}{2 * 9.81} - 6.56 = 2.98m$$

Notre pompe est loin du risque de cavitation.

#### V.15.1.5. Calage de la pompe

Le calage de la pompe est de déterminer la côte exacte de l'axe de la pompe par rapport à niveau du plan d'eau d'aspiration pour qu'elle fonctionne sans le moindre risque de cavitation Pour les installations en aspiration :

$$\begin{aligned} \nabla_a &= \nabla_m + h_a^{ac} - r \\ \nabla_m &= C_p - h + h^i \end{aligned}$$

Le niveau minimum du plan d'aspiration :

$$\nabla_m = 203.66 - 3 + 0.3 \Rightarrow$$

$$\nabla_m = 200.36 \text{ m}$$

La côte de l'axe de la pompe :

$$\nabla_a = 200.36 + 6.56 - 0,3$$

$$\nabla = 206.62 \text{ m}$$

Donc, la pompe doit être calée à une côte de 206.62 m. pour éviter la cavitation.

#### V.15.1.6.Choix du moteur électrique

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

#### Caractéristiques du moteur

- Fréquence : 60 Hz
- Tension nominale : 460V
- vitesse nominale : 1750 tr/min
- Nombre de pôles : 4
- Puissance nominal : 75 Kw
- Courent nominal : -A
- Type de moteur : 3~

#### Remarque :

On opte pour un nombre de pompe d'une (01) en plus un (01) pompe de secours.

Ces deux (02) pompes sont identiques de type **PM 150 / 2C**

#### V.15.2.Equipements en amont

##### a) hauteur de butée

Y étant la distance entre la génératrice inférieure de la conduite d'aspiration et la surface du sol tel que :  $y = 0,3\text{m}$  pour  $D_a \leq 500 \text{ mm}$

$Y = 1\text{m}$  pour  $D_a \geq 500 \text{ mm}$

Comme  $D_a = 250 \text{ mm} \leq 500 \text{ mm}$ , nous aurons  $y = 0.3 \text{ m}$

**b) Longueur du convergent**

$$l_c = (3,5 - 4) (D_a - d_a) \dots \dots \dots (V.19)$$

Prenons :

$$l_c = 3.5 (D_a - d_a) = 3.5 * (250 - 200) = \mathbf{175 \text{ mm}}$$

**c) Dimension du trançon**

$$l_{tr} = 2.D_a \dots \dots \dots (V.20)$$

Nous aurons :

$$l_{tr \text{ asp}} = 2 * 250 = 500 \text{ mm}$$

**V.15.3. Equipements en aval**

Comme pour l'amont nous aurons :

$$l_{tr} \geq 2 D_r \dots \dots \dots (V.21)$$

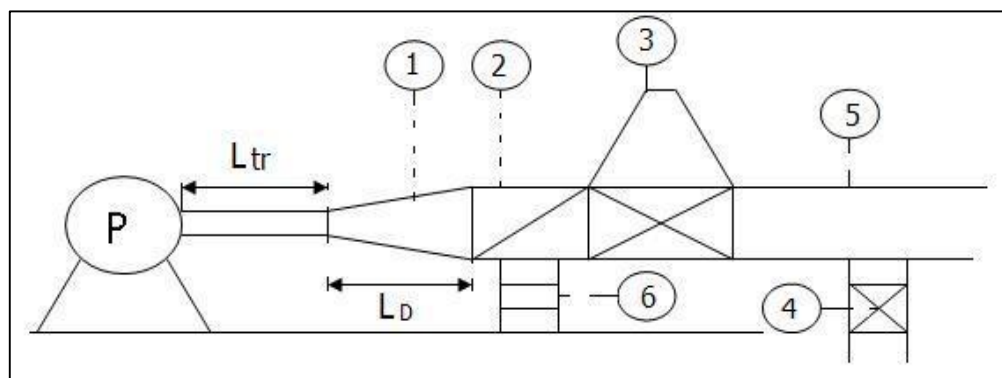
$$l_{tr} = 2 * 250 = 500 \text{ mm}$$

$$d_v = 0,25 D_r \dots \dots \dots (V.22)$$

$$d_v = 0,25 * 250 = 62.5 \text{ mm}$$

$$l_{d i v} = (3,5 - 4) (D_r - d_r) \dots \dots \dots (V.23)$$

$$l_{d i v} = 3,5 (250 - 150) = 350 \text{ mm}$$



**Figure V.8 : Équipements en aval**

Sur la Figure V.10, les équipements en total a l'aval d'une pompe sont :

1. Le divergent
2. Tronçon
3. Ventouse
4. Vidange de fond

5. Conduite de refoulement

6. Butée

#### V. 15.4. Génie civil de la station de pompage

Vu l'égalité du nombre de groupes électropompes au niveau de toutes les stations de pompage et du moment que leurs longueurs et leurs largeurs sont à peu près les mêmes, les dimensions des bâtiments des stations de pompage seront elles aussi égales.

Les différentes dimensions de la station de pompage sont :

##### V. 15.4.1. Épaisseur des murs du bâtiment

On prévoit des murs à double cloisonnement avec des briques de 10 cm d'épaisseur séparées entre elles d'un vide de 10 cm, donc l'épaisseur du mur sera de 30 cm.

##### V. 15.4.2. Hauteur du bâtiment

Elle est calculée comme suit :

$$H_b = H_5 + H_6 + H_7 + H_8 + H_9 \dots \dots \dots (V.24)$$

Où :

$$H_5 = H_p + H_s + H_r \dots \dots \dots (V.25)$$

$H_p$  : hauteur de la pompe  $H_p = 0,8$  m

$H_s$  : hauteur du socle de 0,3 à 0,5 m,  $H_s = 0,3$  m

$H_r$  : hauteur de réserve  $H_r = 0,5$  m ;

A.N :  $H_5 = 0,8 + 0,3 + 0,5 \Rightarrow H_5 = 1,6$  m       $H_6$  : hauteur réservée à l'homme,  $H_6 = 2,2$

m ;  $H_7$  : hauteur du chariot,  $H_7 = 0,3$  m ;

$H_8$  : hauteur profilée,  $H_8 = 0,8$  m ;

$H_9$  : hauteur de sécurité,  $H_9 = 0,5$  m ;

A.N :  $H_b = 1,6 + 2,2 + 0,3 + 0,8 + 0,5 \Rightarrow H_b = 5,4$  m

Conclusion :

Les hauteurs du bâtiment étant normalisées (3,6 ; 4,2 ; 4,8 ; 5,5 m) on prend comme hauteur du bâtiment  $H_b = 5,5$  m.

Puisque le bâtiment de la station sera semi enterré et vu son plan d'architecture, on opte alors pour une hauteur du bâtiment de **5,5 m**.

##### V. 15.4.3. Longueur du bâtiment

Elle est donnée en fonction des paramètres suivant :

$$L_b = n \cdot L + L_{int} + L_{pf} + L_r + L_p \dots \dots \dots (V.26)$$

n: nombre de pompes, n = 2 (tenant compte de la pompe de secours) L : longueur de la pompe et celle du moteur ;

$L_{pe}$  : longueur de la pompe,  $L_{pe} = 1460\text{mm}$ ;

$L_m$ : longueur du moteur,  $L_m = (A-C) + B + C + E$ ;

A.N:  $L_m = 830 + 479 + 735 + 619 \Rightarrow L_m = 2663 \text{ mm}$

A.N :  $L = 1460 + 2663 \Rightarrow L = 4123\text{mm}$ , soit:  $L = 4.123 \text{ m}$ .  $L_{int}$  : distance entre deux pompes voisines,  $L_{int} = (0,8-1,2) \text{ m}$ , On prend :  $L_{int} = 1,2 \text{ m}$ .

$L_{pf}$ : longueur de la plate-forme de montage,  $L_{pf} = 3 \text{ m}$ .  $L_r$  : longueur de l'armoire électrique,  $L_r = (2-3) \text{ m}$  ;

On prend :  $L_r = 3 \text{ m}$ .

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

A.N :  $L_b = (2 \cdot 4.123) + 1,2 + 3 + 3 + 4 \Rightarrow L_b = 19.45 \text{ m}$ .

Conclusion : La station de pompage aura une longueur de **19.45 m**.

**V. 15.4.4. Largeur du bâtiment**

Elle est donnée par la relation :

$$l_b = l_1 + l_2 + l_3 + l_4 + 2 \cdot s \dots \dots \dots (V.27)$$

s : épaisseur du mur, s = 0,3 m ;

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

$l_2$  : distance entre les tubulures,  $l_2 = 1,2 \text{ m}$  ;

$l_3$  : longueur des accessoires d'aspiration,

$$l_3 + l_4 = l_p + l_{tr} + l_{tasp} + l_c \dots \dots \dots (V.28)$$

Où :

$l_p$ : longueur de la pompe,  $l_p = 1.46\text{m}$  ;

$l_{tr}$  : longueur de la tubulure de refoulement,  $l_{tr} = 2 \cdot D_a$

A.N :  $l_{tr} = 2 \cdot 250 \Rightarrow l_{tr} = 0,50 \text{ m}$  ;

$l_{tasp}$  : longueur de tubulure d'aspiration,  $l_{tasp} = 0,50 \text{ m}$  ;

$l_c$  : longueur du convergent,  $l_c = 0.2 \text{ m}$  ;

A.N:  $l_3 + l_4 = 1.46 + 0,5 + 0,5 + 0.2 \Rightarrow l_3 + l_4 = 2.66 \text{ m}$

A.N:  $l_b = 0,3 + 1,2 + 2.66 + 2 \cdot 0,3 \Rightarrow l_b = 4.76 \text{ m}$

Conclusion : La station de pompage aura une largeur de **4.8 m**.

**V. 15.4.5. Dimensions des portes**

- ✓ porte principale : **4.8\*3.2**
- ✓ porte secondaire : **2,4\*1,2**

**V. 15.4.6. Dimensionnement des fenêtres**

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

$$\sum S_f = 0,125 * 19.45 * 4.8 \Rightarrow \sum S_f = \mathbf{11.67m^2}$$

Le nombre de fenêtres sera :

$$n = \frac{\sum S_f}{S_f} \dots\dots\dots(V.29)$$

- n : nombre de fenêtres ;
- Sf : surface d'une seule fenêtre, Sf = (2.2 \* 1.4) ;
- A.N :  $n = \frac{11.67}{2.2 * 1.4} \Rightarrow \mathbf{n = 4 \text{ fenêtres}}$

**V. 15.4.7. Dimensionnement des marches d'escalier**

- ✓ hauteur : **17 cm** ;
- ✓ largeur : **30 cm** ;
- ✓ longueur : **100 cm**
- ✓ pente : **1/1,75**

**Tableau V.5** : Récapitulation des dimensions du bâtiment de la station

Dimensions du bâtiment de la station (m)						
Longueur	Largeur	Hauteur	Epaisseur des murs	fenêtres	porte	
					secondaire	principale
19.45	4.8	5.5	0	2.2*1.4	2.4*1.2	4.8*3.2

**V. 15.4.8. Dimensionnement du pont roulant**

Un pont roulant est prévu dans notre station de pompage, il sera dimensionné par rapport au poids le plus lourd dans la station c'est à dire pompe + moteur majoré de 20 % c'est à dire :

$$m = 1.2 * P \text{ (pompe + moteur)}$$

Vu que la pompe PM 150/ 3 E et son moteur pèsent tous deux 726 kg alors le pont roulant devra être dimensionné pour soulever 871.2 kg.

### V.16. Equipements auxiliaire

Pour le bon fonctionnement d'une station de pompage et pour assurer la sécurité du matériel et du personnel, un ensemble d'équipements doit être prévue de manière à ce que leur utilisation soit facile, rapide, et parfois automatique. On peut citer donc :

- Un système de levage et de ventilation ;
- Un système de commande automatique et de contrôle ;
- Un système d'alimentation en énergie ainsi qu'un système d'éclairage ;
- Un système anti-incendie.

#### V.16.1. Système de levage

Le pont roulant est un appareil de manutention permettant le levage et le transfert de charges lourdes. il sera dimensionné par rapport au poids le plus lourd dans la station c'est à dire pompe + moteur majoré de 20 % c'est à dire :

$$m=1.2 * P \text{ (pompe + moteur) } \dots\dots\dots (V.30)$$

Vu que la pompe PM 150/ 3 E et son moteur pèsent tous deux 726 kg alors le pont roulant devra être dimensionné pour soulever 871.2 kg

#### V.16.2. Système de commande automatique et de contrôle

Ce sont les armoires de commande ainsi que les différents dispositifs se trouvant dans la station et nous permettant de contrôler et commander à distance

#### V.16.3. Système de ventilation

Son rôle est d'évacuer la chaleur du au fonctionnement de l'ensemble des équipements de la station cela acheminera un apport d'air frais facilitant ainsi le travail à l'intérieur de la station.

#### V.16.4. Système d'alimentation électrique

C'est le générateur d'électricité généralement c'est un groupe électrogène permettant un fonctionnement continue de la station en cas de coupure.

#### V.16.5. Système anti-incendie

Dans une station de pompage, la prévention contre l'incendie comprend les moyens mis en œuvre pour son extinction dans les plus brefs délais.

#### V.16.6. Système de drainage

Le système de drainage est conçu pour l'évacuation des eaux en cas de réparation ou de nettoyage.



**Conclusion**

Notre choix de pompe s'est porté sur des pompes centrifuges à axe horizontal type CAPRARI.

Cette pompe sera entraînée par moteur électrique asynchrones triphasés de même marque, le bon calage des pompes est nécessaire afin d'assurer leur bon fonctionnements et éviter les effets néfastes de la cavitation.

**Chapitre VI :**  
**Protection des conduites**  
**contre le coup de bélier**

---

**Introduction**

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

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

**VI.1. Protection des conduites contre le coup de bélier****Définition**

Le coup de bélier étant un cas particulier du régime transitoire (écoulement non permanent du liquide), c'est un phénomène oscillatoire qui se manifeste dans les conduites en charge à écoulement gravitaire ou par refoulement. Il est caractérisé par une onde de pression, positive (surpression) ou négative (sous pression), provoquée par une variation du régime hydraulique, et se propageant dans le milieu constitué par l'eau et par la conduite qui la contient. Cette onde est caractérisée par une vitesse de propagation ou célérité, qui ne dépend pas en première approximation de l'amplitude de l'onde lorsque celle-ci est faible. Elle se réfléchit sur les obstacles, et en particulier sur les extrémités de la conduite, en changeant de signe ou non suivant les conditions physiques qui y sont rencontrées.

C'est une onde de pression, positive ou négative, provoquée par une variation du régime hydraulique, et se propageant dans le milieu constitué par l'eau et par la conduite qui la contient. Cette onde est caractérisée par une vitesse de propagation ou célérité, Elle se réfléchit sur les obstacles, et en particulier sur les extrémités de la conduite.

**VI.1.1. Les causes du coup de bélier**

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

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

- 
- La disparition de l'alimentation électrique dans une station de pompage qui est la cause la plus répandue du coup de bélier.

Le coup de bélier, dont la brutalité est susceptible d'entraîner des ruptures des tuyaux, peut atteindre des valeurs très élevées pouvant être égale à plusieurs fois la pression de service sur les réseaux à basse pression.

Il est donc de toute première importance d'étudier des moyens propres à limiter ses effets puisqu'il en résultera une économie dans la construction des tuyaux, lesquels sont calculés notamment, pour résister à une pression intérieure donnée.

### VI.1.2. Les conséquences du coup de bélier

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

- **Risque de forte pression** : les coups de bélier provoquent des surpressions (jusqu'au 80% de pression de service) qui s'ajoutent à la pression initiale. Si la somme (pression initiale) plus (surpression) est supérieure à la pression maximale admissible des tuyaux, il y a des risques de rupture des tuyaux et de déboîtement des joints.
- **Risque de pression négative** : une autre conséquence des coups de bélier peut être l'apparition d'une pression relative négative. Si cette pression devient inférieure à  $-10\text{mCE}$ , il se produit une poche de cavitation. Si le profil en long de la canalisation est défavorable, c'est à dire si la poche de vapeur peut se former sur une grande distance, la canalisation peut être aplatie par implosion et les joints peuvent être aspirés. Une 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.
- **Fatigue de la Canalisation** : comme autre conséquence des coups de bélier, on peut citer la fatigue qu'entraîne pour le matériau une alternance rapide de fortes et de faibles pressions même si chaque onde de surpression n'est pas suffisante en elle-même pour créer la rupture.

### VI.1.3. Description des phénomènes physiques

Survient l'arrêt brusque où instantané quatre phases peuvent être envisagées :

**1<sup>ère</sup> phase :**

Après l'arrêt de la pompe, l'eau va suivre son chemin ascendant, il en résulte derrière la tranche d'eau considérée une dépression. Une onde de dépression prend naissance au départ de la pompe et se propage jusqu'au réservoir suivant une distance ( $L$ ) avec une célérité ( $c$ ).

Au bout de ce temps la conduite est en dépression et le temps mis par l'onde est ( $L/c$ ).

**2<sup>ème</sup> phase :**

La conduite étant déformée dans les limites élastiques, elle reprend son diamètre initial. A partir du réservoir, les tranches successives de conduite se décontractent si bien que l'eau redescend dans la conduite et au bout du temps  $L/a$  (c'est-à-dire  $2L/a$  depuis l'origine), toute l'eau est redescendue mais se retrouver arrêtée par le clapet de protection de la pompe qui bien sûr s'est fermé.

**3<sup>ème</sup> phase :**

La première tranche de fluide en contact avec le clapet va être comprimée par les tranches suivantes provoquant une dilatation de la conduite. Une onde de pression va parcourir la conduite dans le sens pompe - réservoir. Au bout du temps  $L/a$  (c'est-à-dire  $3L/a$  depuis l'origine), toute la conduite est dilatée avec l'eau immobile et sous pression.

**4<sup>ème</sup> phase :**

L'élasticité permet à la conduite de reprendre, de proche en proche du réservoir à la pompe, son diamètre initial. Au bout du temps (c'est-à-dire  $4L/a$  depuis l'origine), nous nous trouvons dans la même situation qu'au moment de la disjonction du moteur de la pompe.

Le phénomène se reproduirait indéfiniment s'il n'était pas amorti par les pertes de charge régulières.

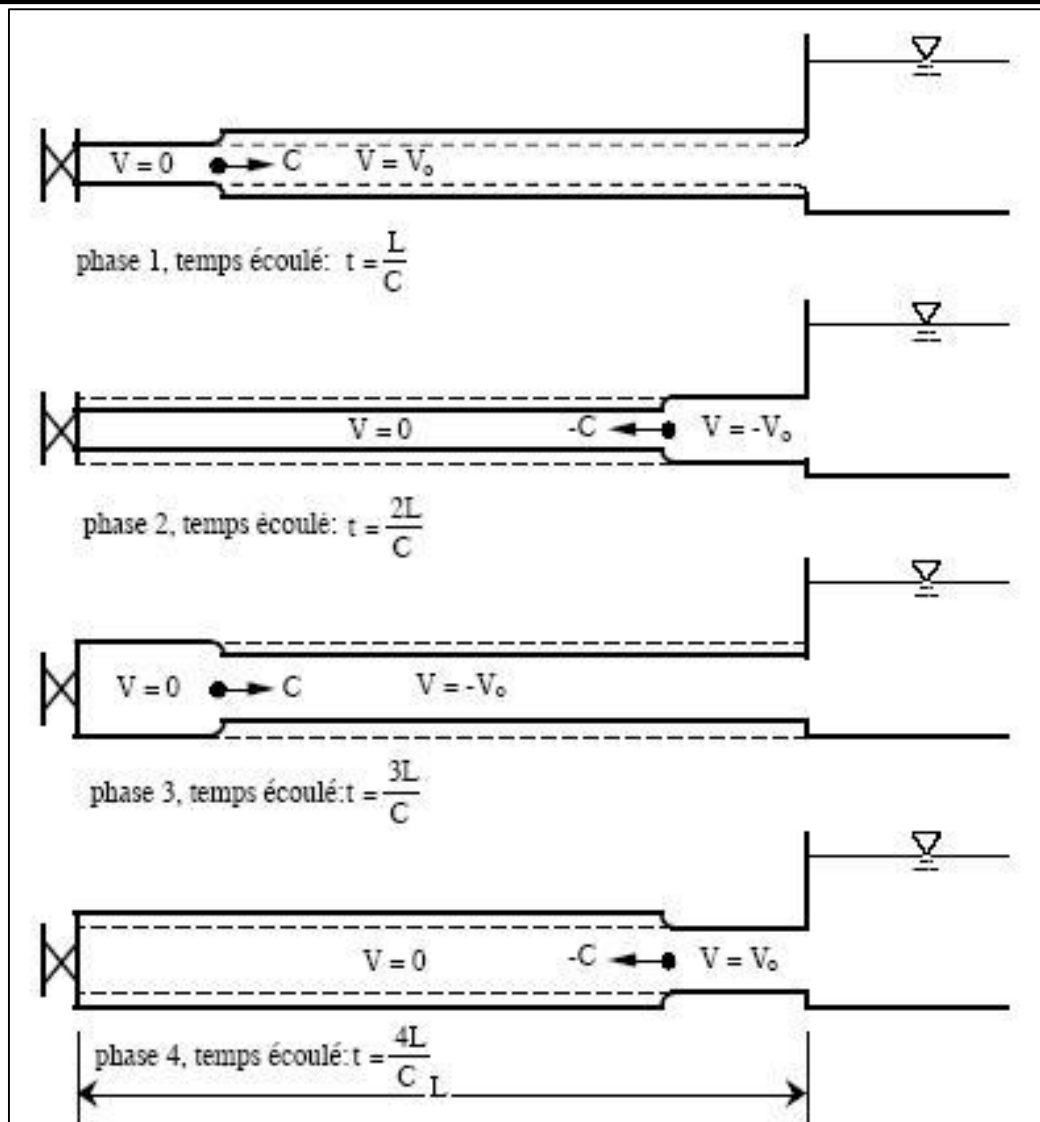


Figure VI.1 : Schéma des quatre phases du coup de bélier

#### VI.1.4. Protection de la conduite gravitaire contre le coup de bélier

Les moyens et les équipements de protection contre le coup de bélier sont très variés. Ils sont choisis en fonction de la disposition de l'installation et des caractères géométriques de cette dernière.

Ces moyens peuvent protéger la conduite, des dépressions et des surpressions maximales, que nous citerons quelques-uns :

##### Vanne à fermeture lente :

Cette solution ne permet de protéger que les adductions gravitaires, car elle ne remédie en aucun cas, à l'arrêt intempestif d'une pompe. Il s'agit en fait davantage, de limiter l'intensité du coup de bélier qui se produira.

---

**Soupape de décharge :**

La soupape de décharge est définie comme étant un appareil anti-bélier qui écrête les surpressions en dérivant un certain débit à l'extérieur de la conduite dès que la pression dépasse une certaine valeur de réglage, estimée généralement à  $1,04 \div 1,1$  de la pression maximale admissible. Ces appareils font intervenir un organe mécanique, un ressort à boudin généralement, qui par sa compression obture en exploitation normale, un orifice placé sur la conduite au point à protéger, c'est à dire où la compression à craindre est maximale.

L'ouverture doit pouvoir s'effectuer très rapidement pour que l'opération soit efficace. Il importe donc de réduire à l'extrême l'inertie de ces appareils et c'est sur ce point que les efforts de constructeurs ont particulièrement porté.

**Cheminée d'équilibre :**

La cheminée d'équilibre est une réserve d'eau en contact permanent avec la conduite et dont la surface libre traduit exactement les variations de pression du fluide.

La cheminée doit donc avoir une section assez large pour combler la dépression sans se vider complètement et doit être assez haute pour ne pas déborder lorsqu'une surpression fait monter son niveau. La présence d'une cheminée modifie le mouvement transitoire engendré par une disjonction. Au lieu d'un mouvement oscillatoire de période  $\frac{4L}{a}$  caractéristique du coup de bélier d'onde, s'instaure un mouvement oscillatoire de période plus grande, l'oscillation en masse. On place la cheminée d'équilibre dans une galerie d'amenée en charge et dans une conduite forcée afin de :

- Réduire la valeur des surpressions produites par le coup de bélier dans la conduite forcée.
- Diminuer les surpressions dues au coup de bélier dans la galerie d'amenée.
- Amortir les oscillations importantes.
- Assurer l'alimentation de la veine liquide, en diminuant les dépressions engendrées par l'arrêt du moteur actionnant la pompe.

**Volant d'inertie :**

Le volant d'inertie est un dispositif qui contient une masse tournante liée à l'arbre de pompe ; c'est un moyen d'augmenter le temps de ralentissement de la pompe, grâce à l'énergie cinétique accumulée.

Lorsque la pompe cesse d'être alimentée en énergie, elle continue à fonctionner par l'énergie cinétique de sa roue (généralement très faible) et de celle de l'eau, qui le plus souvent ne suffit pas pour assurer l'écoulement pendant un temps suffisant.

Le volant d'inertie est donc un moyen de mettre progressivement en réserve, lors du démarrage de l'installation, une quantité d'énergie supplémentaire, sous forme cinétique, celle-ci est ensuite rendue à l'eau à travers la pompe au ralentissement progressif du volant et de celle-ci.

le volant d'inertie ne peut guère être utilisé économiquement que pour des pompes de puissance faible et pour des temps d'arrêt admissible assez faible, c'est-à-dire en fait pour des conduites d'adduction assez courte.

### VI.1.5. Protection de la conduite de refoulement contre le coup de bélier

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

#### a) Réservoirs d'air :

Le réservoir d'air est fréquemment utilisé si la topographie des lieux, combinée à une grande hauteur géométrique, et qui interdit l'implantation près de la pompe d'une cheminée, comportant un niveau libre à la pression atmosphérique. C'est un moyen permettant de protéger la conduite contre les dépressions et les surpressions.

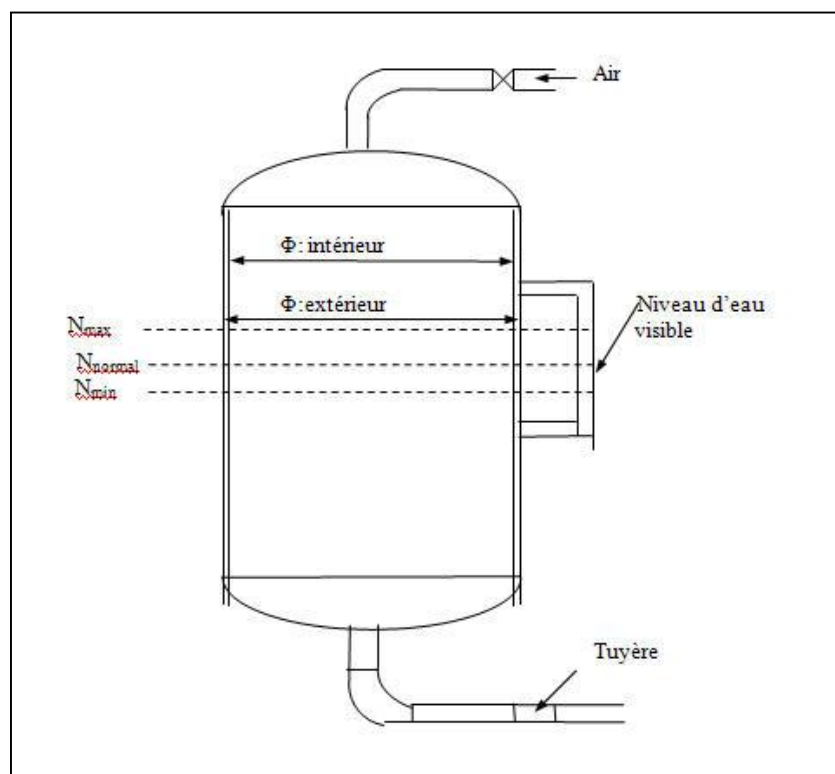
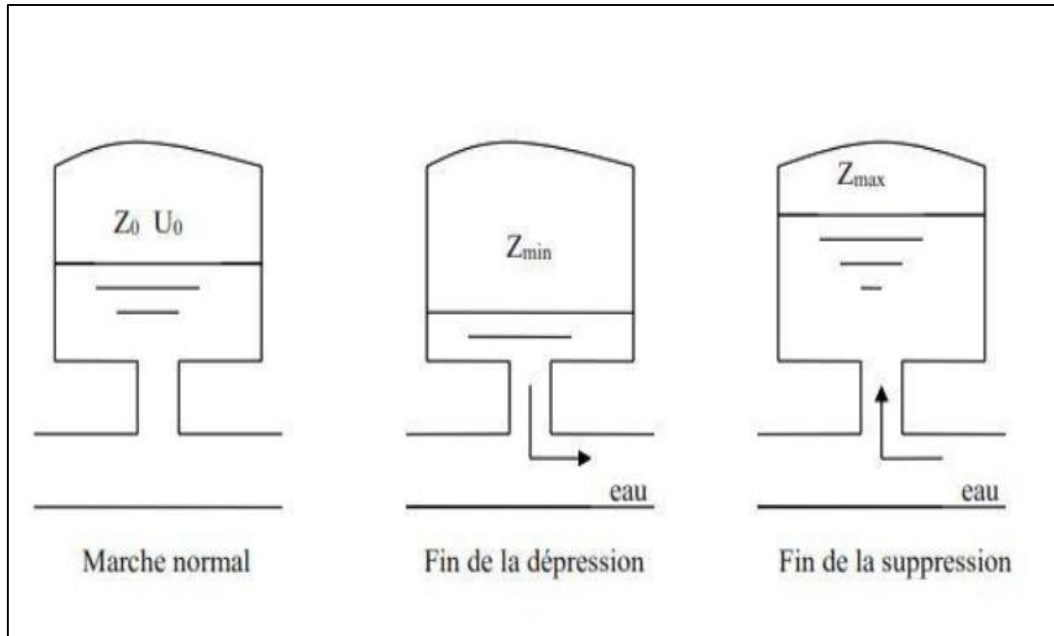


Figure VI.2 : Réservoir d'air



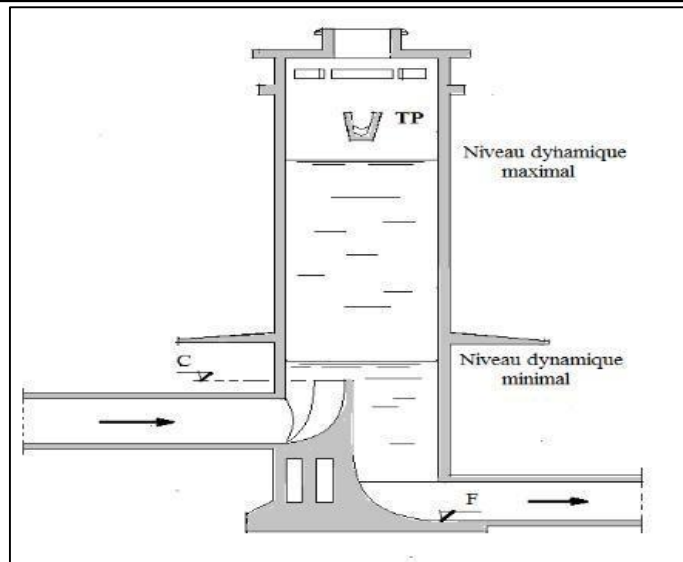
C'est une capacité métallique contenant de l'eau et de l'air sous pression à une proportion bien déterminée, qui protège les installations aussi bien contre la suppression que contre la dépression, il assure la continuité de la veine liquide sans rupture même après disjonction du groupe on le dispose à la station de pompage immédiatement à l'aval du clapet.



**Figure VI.3 :** Variation du volume d'air du réservoir anti bélien en cours des phases de fonctionnement

### b) Cheminée d'équilibre :

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

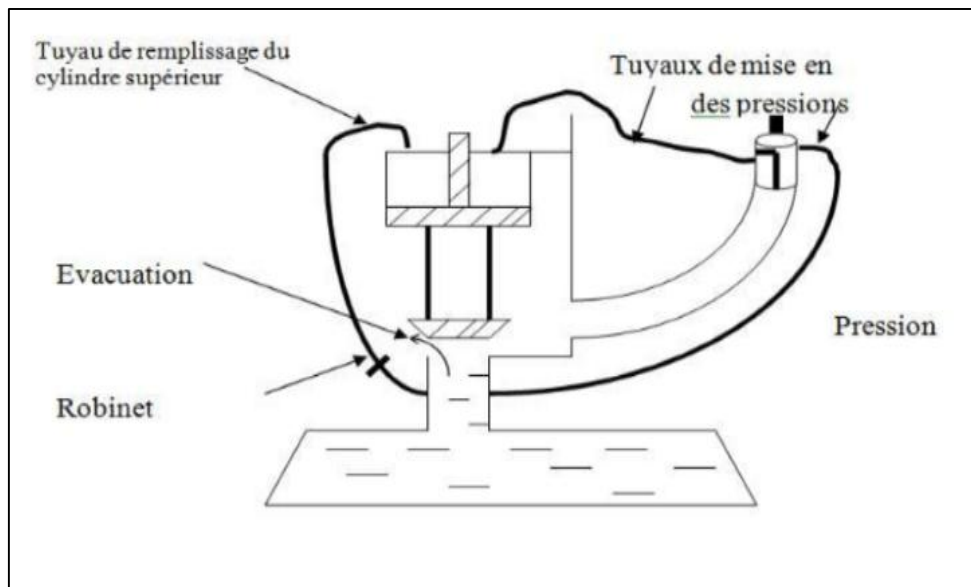


**Figure VI.4 :** Cheminée d'équilibre

**c) Soupape de décharge :**

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

**d) Volant d'inertie :**



**Figure VI.5 :** Soupape de décharge

Calé sur l'arbre du groupe, il constitue un moyen assurant l'alimentation de veine liquide, malgré l'arrêt du moteur actionnant la pompe grâce à l'énergie qu'il accumule pendant la marche normale. Le volant la restitue au moment de la disjonction et permet

ainsi d’allonger le temps d’arrêt de l’ensemble, donc de diminuer l’intensité du coup de bélier. Au démarrage, le groupe électropompe, avec le volant d’inertie, consomme plus d’énergie.

**Remarque**

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

**VI.1.5.1.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 :

**a) Méthode de VIBERT**

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

**b) Méthode de BERGERON**

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

**VI.1.5.1.1.Dimensionnement des réservoirs d'air**

La célérité de l’onde élastique c'est en fonction du fluide écoulé (ici de l’eau) et des caractéristiques de la conduite (diamètre et épaisseur) et du sol.

Dans le cas d’une conduite indéformable, c correspond à la vitesse de propagation du son dans l’eau. Mais lorsque l’on prend en compte la déformation de la conduite, cette vitesse de propagation diminue. Elle est donnée par la formule d’Allevi.

**VI.2.Protection de la conduite**

**VI.2.1.Calcul de la célérité d’ondes**

**Tableau VI.1** : Les caractéristiques de tronçon d'adduction de refoulement

Tronçon	Dext (mm)	Dint (mm)	S (m2)	V (m/s)	L(m)	Hg (m)
SP1-Rt	250	204.6	0.033	1,5	1831.5	66.42

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

$$C = \frac{\sqrt{\frac{k}{\rho}}}{\sqrt{1 + \frac{k \cdot D}{E \cdot e}}} \dots \dots \dots (VI.1)$$

D : diamètre de la conduite (mm) ;

e : épaisseur de la conduite (mm) ;

E : module d'Young de la conduite : PEHD :  $1,4 \cdot 10^3$  MPa ;

K : coefficient d'élasticité de l'eau :  $K = 2,07 \cdot 10^9$  Pa ;

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

D = 250 mm et e = 22,7 mm

$$\text{D'ou : } c = \frac{\sqrt{\frac{2,07 \cdot 10^9}{1000}}}{\sqrt{1 + \frac{2,07 \cdot 10^9 \cdot 0,25}{1400 \cdot 10^6 \cdot 0,0227}}} = 346,07 \text{ m/s}$$

$$V_0 = \frac{Q}{S} = \frac{Q \cdot 4}{\pi \cdot D \cdot t^2} \quad \text{et}$$

$$Q = 57,06 \text{ l/s}$$

$$\text{Donc } V_0 = \frac{0,05706 \cdot 4}{\pi \cdot 0,2046^2} = 1,74 \text{ m/s}$$

### VI.3. Détermination de la variation de pression

La valeur maximale de la surpression et de la dépression est donnée par les relations suivantes :

$$Z = H_g + \frac{C V_0}{g} \dots \dots \dots (VI.2)$$

**La surpression :**

$$H_{\text{surp}} = H_g + \Delta H_{\text{max}} \dots \dots \dots (VI.3)$$

**La dépression :**

$$H_{\text{soup}} = H_g - \Delta H_{\text{max}} \dots \dots \dots (VI.4)$$

$V_0$  : Vitesse d'écoulement en régime normal (m/s).

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

C : Célérité en (m/s).

La charge tenant compte du coup bélier :

$$H_g + \frac{C \cdot V_0}{g} = 66,42 + \frac{346,07 \cdot 1,74}{9,81} = 127,8 \text{ m c'est la pression maximale}$$

La pression minimale est donc :  $Hg - \frac{c.V_0}{g} = 66.42 - \frac{346,07.1,73}{9,81} = 5.03 \text{ m}$

La charge statique absolue :

$$Z_0 = Hg + 10 = 66.42 + 10 = 76.42 \text{ m}$$

La charge maximale absolue :

$$Z_{\max} = Hg + 10 + \frac{c.V_0}{g} = 66.42 + 10 + 61.38 = 137.8 \text{ m}$$

$$\left. \begin{aligned} \frac{Z_{\max}}{Z_0} &= \frac{137,8}{76,42} = 1,8 \\ h_0 &= \frac{V_0^2}{2.g} = 0,089 \Rightarrow \frac{h_0}{Z_0} = 1.16.10^{-3} \end{aligned} \right\} \xrightarrow{\text{de l'Abaque}} \left\{ \begin{aligned} \frac{U_0}{LS} &= 8.1.10^{-3} \\ \frac{Z_{\min}}{Z_0} &= 0,61 \end{aligned} \right.$$

$$U_0 = 8.1.10^{-3} \cdot 1831.5 \cdot 0,033 = 0,48955 \text{ m}^3 = 489.55 \text{ litre d'air}$$

$$U_0 \cdot Z_0 = U_{\max} \cdot Z_{\min} \Rightarrow U_{\max} = \frac{Z_0 U_0}{Z_{\min}} = 802.54 \text{ l}$$

En tenant de compte de la sécurité :  $U_{\max} = 802.54 \text{ l d'air}$

D'après le Tableau des réservoirs normalisés :

Donc le volume du réservoir normalisé choisie est : **1000 litres.**

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

Tronçon	C (m/s)
SP1-Rt	346.07

**Tableau VI.3 :** Calcul de volume de réservoir d'air de l'adduction de refoulement

N° de Station	Z0 (m)	V0 (m/s)	g (m/s <sup>2</sup> )	Zmax (m)	Zmax/Z0	h0 (m)	h0/Z0 (x10 <sup>-3</sup> )	U0/L*S (x10 <sup>-3</sup> )	Zmin/Z0	U0 (m <sup>3</sup> )	Umax (m <sup>3</sup> )
SP1	76.42	1.5	9,81	137.8	1.8	0.089	1,16	8.1	0.61	0.489	0.802

**Conclusion :**

Dans ce chapitre, nous avons vu les différents moyens de protection contre le régime transitoire.

Pour notre projet, nous avons opté dans le cas d'une adduction en refoulement pour l'installation des réservoirs d'air comme moyen de protection contre le coup de bélier et ce juste à la sortie des stations de pompage ayant de capacité 1000 litres d'air.

# **Chapitre VII :**

# **Organisation de chantier**

## **Introduction**

Dans Ce chapitre nous allons mettre en évidence les stratégies et les méthodes à suivre pour L'organisation d'un chantier qui consiste à déterminer et coordonner la mise en œuvre des moyennes nécessaires pour accomplir dans les meilleures conditions possibles les travaux d'exécution.

### **VII.1. Différents travaux à entreprendre**

#### **VII.1.1.Travaux concernant l'adduction**

Les taches constituant les travaux à faire pour la mise en place de l'adduction sont :

##### **a) Exécution des tranchées**

C'est une opération de terrassement (déblais) qui consiste à faire des excavations. Ces excavations seront faites par une pelle hydraulique et les déblais seront posés à côté de la tranchée, l'autre côté étant réservé au bardage des conduites.

##### **b) Pose du lit de sable**

Cette opération consiste à poser un lit de sable au fond de la tranchée, ce lit aura une épaisseur de 15cm dans notre cas.

##### **c) Pose des conduites**

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. Au cours de pose, on vérifie régulièrement l'alignement des tuyaux pour n'avoir pas des difficultés au raccordement des conduites.

##### **d) Epreuve de joint et de la canalisation**

Pour plus de sécurité, l'essai 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 épreuve doit durer 30 minutes environ où la variation ne doit pas excéder 0.2 bar.

##### **e) Remblayage des tranchées**

C'est une opération de terrassement qui consiste à enterrer la conduite, en utilisant le remblai résultant de l'excavation.



**f) Nivellement et compactage**

Une fois le remblai fait, on procède au nivellement qui consiste à étaler les terres qui sont en monticule, ensuite au compactage pour augmenter la densité des terres et éviter le tassement par la suite.

**VII.1.2.Travaux concernant les stations de pompage (H.GODART)**

Les tâches constituant les travaux à faire pour la construction de la station de pompage sont :

- Exécution du décapage.
- Exécution des fouilles.
- Coulage du béton de propreté.
- Coulage du béton pour les semelles.
- Coulage du béton pour les demi-poteaux.
- Remblayage des fouilles.
- Coulage du béton des longrines inférieures.
- Remblayage des casiers.
- Coulage de la chape inférieure.
- Coulage du béton de poteaux.
- Coulage du béton pour longrines supérieures et de la dalle.
- Maçonnerie et finition générale.

**VII.1.3.Travaux concernant les réservoirs (H.GODART)**

Les tâches constituant les travaux à faire pour la construction des deux réservoirs sont

- Excavation.
- Pose du tout-venant.
- Coulage du béton de propreté.
- Coulage du béton du radier.
- Coulage du béton du voile et des poteaux de la chambre de manœuvre.
- Coulage du béton de la coupole, de la dalle et de la chambre des manœuvres.
- Maçonnerie de la chambre des manœuvres.

**VII.1.4.Choix des engins de terrassement (A.G.H.T.M, 1983)**

Les engins que nous projetons d'utiliser sont des machines communes dans tous les chantiers de travaux publics. Ces machines réduisent considérablement le temps mis pour des opérations de terrassements. Les engins que nous allons utiliser sont :

- Une pelle hydraulique.
- Un bulldozer.
- Un chargeur.
- Un vibreur de sol pour le compactage des fouilles et des tranchées.

### **VII.2.Pose de canalisation**

Les conduites, sont dans la plupart des cas posées en tranchée à l'exclusion de certains cas où elles sont posées sur sol à condition d'être protégées. Le principe de pose de canalisation est pratiquement le même, par contre le mode de pose est variable d'un terrain à un autre dans l'optique de diminuer l'effet des différentes contraintes qui peuvent agir sur la conduite.

#### **VII.2.1.Les actions reçues par les conduites**

Les conduites enterrées sont soumises à des actions qui sont les suivantes :

- La pression verticale due au remblai.
- La pression résultant des charges roulantes.
- La pression résultant des charges permanentes de surface.
- La pression hydrostatique extérieure due à la présence éventuelle d'une nappe phréatique.
- Le tassement différentiel du terrain.
- Action des racines des arbres.

#### **VII.2.2.Réalisation des fouilles**

##### **a) Tracé**

Le tracé effectué doit être conforme à celui adopté lors de l'étude du projet. Le choix du matériau de construction est très important. En effet, le PEHD que nous avons choisie pour la réalisation de notre projet possède une résistance à toutes épreuves et s'adapte à la topographie de notre terrain.

##### **b) Longueur de la tranchée**

La longueur de la tranchée coïncide avec la longueur de la conduite d'adduction, a chaque fois qu'il y a un changement de diamètre les dimensions de la tranchée change aussi.

$$L_{\text{tranchée}} = L_{\text{adduction}}$$

### c) Largeur de la tranchée

La largeur de la tranchée doit être au minimum de 0,60 m en vue de faciliter les travaux. Elle est tributaire du diamètre de la conduite, en laissant 0,25 m d'espace de part et d'autre de la conduite. Elle est calculée par :

$$B = D + 2 \times e \dots\dots\dots(VII.1)$$

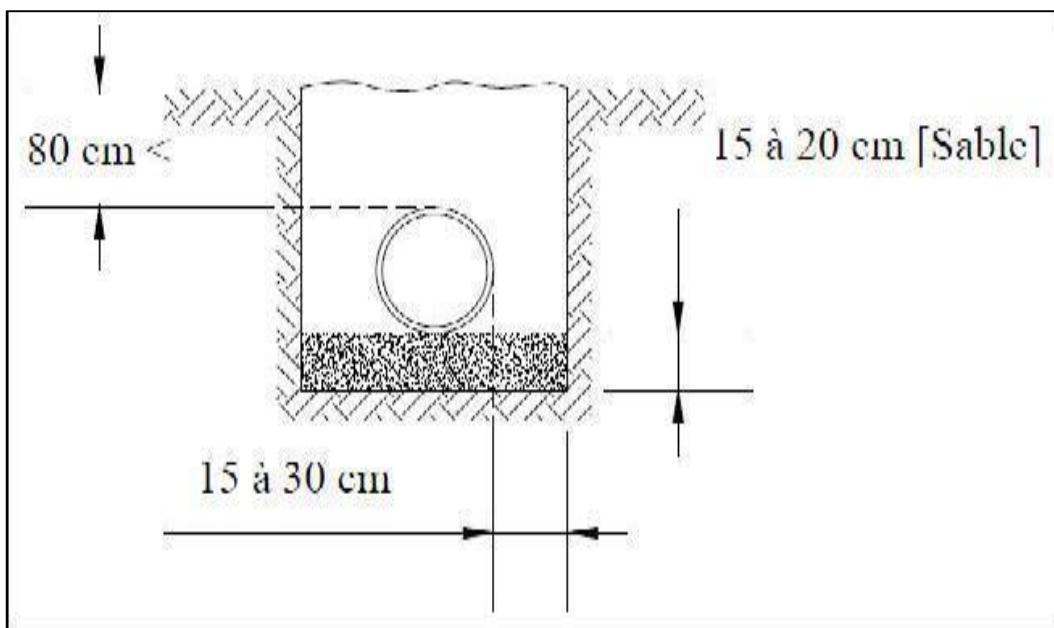
-**B** : largeur de la tranchée (m ).

-**D** : diamètre de la conduite (m).

-**e** : espacement = 25 cm

### d) La profondeur de la tranchée

La profondeur de la tranchée est en générale telle que la génératrice supérieure des canalisations se trouve au minimum à une profondeur qui permet de maintenir la canalisation hors gel. D'une manière générale, la profondeur minimale recommandée est de 0,8 m par rapport à la génératrice supérieure pour les canalisations d'adduction d'eau.



**Figure VII.1** : Profondeur de tranchée

### e) Lit de pose

Un lit de pose d'une épaisseur comprise entre 10 et 20 cm doit couvrir le fond de la tranchée, ce dernier doit être nivelé soigneusement tout au long de la tranchée.

### f) Aménagement du lit de pose

Avant la pose des conduites, nous procéderons aux opérations suivantes :

- Eliminer les grosses pierres des déblais placés sur les côtes de la tranchée de façon à éviter leurs chutes accidentelles sur la canalisation une fois posée.

- Nivelier soigneusement le fond de la fouille pour que la pression soit constante entre les points de changement de pentes prévues.

### **VII.2.3.La mise en tranchée**

Avant la mise en place des conduites, ces dernières sont examinées en vue d'éliminer celles qui ont été altérées. Il faut néanmoins respecter ce qui suit :

- Une conduite doit être toujours posée avec une légère pente afin de créer des points bas pour la vidange, et des points hauts pour l'évacuation de l'air entraîné soit lors du remplissage de la conduite soit pendant le fonctionnement.

- Les canalisations doivent être placées dans la tranchée avec un plan adapté à leur poids.

- Chaque élément doit être posé avec précaution dans la tranchée et présenté dans l'axe de l'élément précédemment posé.

- Le lit des tranchées est nettoyé avant la mise en place de chaque canalisation.

- A chaque arrêt de travail, les extrémités des tuyaux non-visibles sont provisoirement obturées pour éviter l'introduction des corps étrangers.

### **VII.2.4.Epreuve des joints et canalisation principale**

Pour plus de sécurité, l'essai de pression des conduites et des joints se fait avant le remblaiement, nous l'effectuerons à l'aide d'une pompe d'essai qui consiste en le remplissage de la conduite en eau sous une pression de 1,8 fois la pression de service à laquelle sera soumise la conduite en fonctionnement normal. Cette épreuve doit durer 30 minutes environ et où la variation ne doit pas excéder les 0.2 bar.

### **VII.2.5.Remblaiement des tranchées**

Après la pose de canalisation proprement dite, nous procédons au remblaiement en utilisant la terre déjà déblayée après élimination des pierres grossières.

### **VII.2.6.Le compactage**

Les objectifs de compactage à atteindre sont fonction de la densité OPN (densité à l'Optimum Proctor Normal). La distance minimale entre la canalisation et l'engin de compactage est de 25 cm. Le compactage est réalisé par couches de 15 cm au minimum.

### **VII.3.Pièces spéciales**

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

- Assurer un bon écoulement.

- Régulariser les pressions et mesurer les débits.
- Protéger les canalisations.
- Changer la direction et de diamètre.
- Raccorder deux conduites.
- Soutirer les débits.

Les accessoires utilisés sont :

### **VII.3.1.Robinets vannes**

Les robinets-vannes sont les plus utilisés car ils présentent l'avantage d'une ouverture et d'une fermeture lentes (limitation des coups de bélier): l'ouverture se fait à l'aide d'une lentille, en forme de coin, qui remonte par une vis tournant dans un écrou qui est fixé à cette lentille.

Pour définir une vanne, il est nécessaire de connaître les éléments suivants :

- Type de vanne (à opercule, à soupape, à papillon, etc...)
- La pression nominale de conception
- Le raccordement (à visser, à brides, à souder)
- La matière (en fonction du fluide, en raison de la compatibilité des matériaux)
- L'actionnement (manuel, ou motorisé)
- La norme de construction (qui définira les encombrements, le dimensionnement des brides éventuelles)

### **Catégories des vannes :**

On peut ranger les vannes dans différentes catégories, selon leurs caractéristiques :

- par la taille : depuis le simple petit robinet jusqu'à la très grosse vanne de régulation du débit d'arrivée d'eau dans une centrale hydroélectrique ;
- par la fonction : vanne régulatrice de débit, vanne de purge, vanne d'arrêt, etc. ;
- par le principe d'obstacle au débit employé : vanne papillon, vanne à opercule, vanne à boisseau conique, vanne à boisseau sphérique, vanne trois-voies, vanne guillotine, etc. ;
- par le système de commande : manuelle, électrique (on parle alors d'électrovanne), hydraulique, pneumatique, etc.

En particulier, les principaux types de vannes sont :

1. vanne à opercule ou à passage direct
2. vanne à clapet ou robinet à soupape

3. la vanne à boule ou à boisseau sphérique
4. vanne à boisseau conique
5. vanne papillon
6. vanne guillotine
7. vanne à piston
8. vanne à cage
9. vanne à membrane
10. vannes spéciales

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

### VII.5.1. Déblais d'excavation

Le volume des déblais est calculé en fonction des surfaces des coupes en travers

Sachant que :

$$S_{exc} = b * h \dots\dots\dots(VII.2)$$

$S_{exc}$  : surface des déblais de chaque coupe;

$b$  : largeur de la tranchée;

$h$  : profondeur de la tranchée ;

$$V_{exc} = S * L_{exc} \dots\dots\dots(VII.3)$$

$V_{exc}$  : volume des déblais entre deux coupes consécutives;  $L$  : distance entre deux coupes consécutives.

#### VII.5.1.1. La profondeur de la tranchée

La profondeur de la tranchée dépend du diamètre de la conduite. Elle est donnée par la relation suivante :

$$H_{tr} = D + h + h_1 \dots\dots\dots(VII.4)$$

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

$D$  : diamètre de la conduite (m).

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

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

#### VII.5.1.2. Largueur de la tranchée

La largeur de la tranchée sera calculée en fonction du diamètre de la conduite 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)

D : diamètre de la conduite (m).

### VII.5.2. Lit de sable

Le long de l'adduction, la conduite doit être posée sur un lit de sable de 15 cm d'épaisseur

$$V_s = b * e * L \dots\dots\dots (VII.5)$$

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).

### VII.5.3. Remblais compacté

Le volume des remblais égale le volume des déblais réduit du volume occupé par la conduite et du volume du lit de sable :  $V_{rem} = V_{exc} - V_s - V_c$ .

$$V_s = 0,15 * b * L. \quad V_c = S * L.$$

### VII.5.4. Calcul du volume de terre à évacuer

Le volume de terre à évacuer est déterminé en fonction du volume de déblais et volume de remblai tel que :

$$V_{eva} = K_f * V_{exc} - V_{rem}.$$

K<sub>f</sub> : coefficient de foisonnement du sol K<sub>f</sub> = 1,3

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.

$$S_c = \frac{\pi * D^2}{4} \quad (VII.6)$$

S<sub>c</sub> : section de la conduite (m<sup>2</sup>) ;

D : diamètre de la conduite (m).

$$V_c = S_c * L \quad (VII.7)$$

V<sub>c</sub> : volume de la conduite (m<sup>3</sup>) ;

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau qui suit :

### VII.6. Calcul du volume des travaux de la station de pompage

**Tableau VII.1 :** Calcul des volumes pour l'adduction

Diamètre	Surface	Longueur	Htr	B	Vexc	Vcon	V lit de sable	Vrem	Veva
250	0.033	1831.5	1.2	0.75	1648.4	60.44	206.04	1381.92	761

**Tableau VII.2 :** Récapitulation des dimensions du bâtiment de la station

Dimensions du bâtiment de la station (m)						
Longueur	Largeur	Hauteur	Epaisseur des murs	fenêtres	porte	
					secondaire	principale
19.45	4.8	5.5	0	2.2*1.4	2.4*1.2	4.8*3.2

Poteaux : bxb = 40x40

Poutres : bxb = 40x40

#### VII.6.1. Volumes

##### a. Décapage

$$V_d = e \times l \times L = 0,15 \times 19,45 \times 4,8 = 14,01 \text{ m}^3$$

$$V_d = 14,01 \text{ m}^3$$

##### b. Excavation (Fouilles)

$$\text{Pour une fouille } V = 1,5 \times 1,5 \times 1,5 = 3,375 \text{ m}^3$$

$$\text{Pour 16 fouilles ; } V_{exa} = 3,375 \times 16 = 54 \text{ m}^3$$

$$V_{exa} = 54 \text{ m}^3$$

##### c. Béton de propreté

Une épaisseur de 10 cm dans chaque fouille

$$V_{bp} = 1,5 \times 1,5 \times 0,1 = 0,225 \text{ m}^3$$

Pour les 16 fouilles  $V_{bp} = 16 \times 0,225 = 3,6 \text{ m}^3$ .

$$V_{bp} = 3,6 \text{ m}^3$$

##### - Semelles

$$V = 0,4 \times 1,5 \times 1,5 = 0,9 \text{ m}^3, V_s = 16 \times 0,9 = 14,4 \text{ m}^3$$

$$V_s = 14,4 \text{ m}^3$$

##### - Demi – poteaux

$$V = 0,4 \times 0,4 \times 1 = 0,16 \text{ m}^3$$



$$V = 0.16 \times 16$$

$$V_{dp} = 2,56 \text{ m}^3$$

- **Poutre inférieure**

$$V_{pinf} = (0,4 \times 0,4 \times 19,45 \times 3) + (0,4 \times 0,4 \times 5,5 \times 6) - (0,4 \times 0,4 \times 0,4 \times 16) = 13,6 \text{ m}^3$$

$$V_{pinf} = 13,6 \text{ m}^3$$

- **Chape inférieure**

La chape inférieure a une épaisseur de 7cm

on aura : 
$$V = (3,48 \times 3,4 \times 10) \times 0,07 = 8,28 \text{ m}^3$$

$$V_{cinf} = 8,28 \text{ m}^3$$

- **Poteaux**

$$V = 5,5 \times 0,4 \times 0,4 = 0,88 \text{ m}^3 ; \text{ donc pour 16 poteaux est : } V_p = 16 \times 0,88 = 14,08 \text{ m}^3$$

$$V_p = 14,08 \text{ m}^3$$

- **Chape supérieure**

$$V = (19,45 \times 4,8) \times 0,07 = 6,54 \text{ m}^3$$

$$V_{cs} = 6,54 \text{ m}^3.$$

**e. Remblai**

Ce volume correspond à un volume d'un remblai bien compacté. Volume de remblais des fouilles :

$$V_{rf} = 16 \times [(1,5 \times 1,5 \times 1,1) - (0,4 \times 0,4 \times 1,1)] = 36,78 \text{ m}^3$$

$$V_{rf} = 36,78 \text{ m}^3$$

Volume de remblais des case:

$$V_{rf} = (1 \times 5,5) - (13,24 + 8,2) = 86,06 \text{ m}^3$$

$$V_{rc} = 86,06 \text{ m}^3$$

**f. Maçonnerie**

**Maçonnerie mur**

On utilise le type de briques : Briques (30x20x10) Si=0,06 m<sup>2</sup>

Surface du mur S = 2x5,5x(19,45+4,8)=266,75 m<sup>2</sup> Nb=266,75/0,06= 4446 briques.

Nombre de brique qu'il faut commander est : Nb+100=100+4446=4546 briques

**Maçonnerie du niveau du demi-poteau a la poutre inférieure**

$$S=0,9 \times 2 \times (13,5+4,5)=47,7 \text{ m}^2 \quad \text{Nb}=47,7/0,06=795 \text{ briques}$$

$$\text{Nb.tot}=4959+795=5754 \text{ briques}$$

**Tableau VII.3** : les travaux de la station de pompage.

N°	Désignation de travaux	Unité	Quantité
1	Décapage	m <sup>3</sup>	14.01
2	Excavation	m <sup>3</sup>	54
3	Remblai compacté	m <sup>3</sup>	122.54
4	Béton de propreté	m <sup>3</sup>	3.6
5	Béton Armé	m <sup>3</sup>	74.56
6	Béton armé de la chape sup	m <sup>3</sup>	6.54
7	Maçonneries	Unité	5754

**Tableau VII.4** : Devis des différents travaux de la station de pompage.

Travaux	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
Décapage	14.01	142	1989.42
Excavation	54	348	18792
Remblai compacté	122.54	400	49016
Béton de propreté	3.6	656	2361.6
Béton armé	74.56	32000	2385920
Béton armé de la chape sup	6.54	32000	209280
Maçonneries	5754	23	132342
<b>TOTAL :</b>			<b>2799701.02</b>

Tableau VII.5 : Devis des différents travaux de réservoir

Travaux	Quantité (m <sup>3</sup> )	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
Décapage	14	142	1988
Excavation	50	348	17400
Béton de propreté	25	656	16400
Béton armé	65.5	32000	2096000
			TOTAL : 2131788

Le coup totale de projet est : 4931489,02 DA

### VII.7. Protection et sécurité du travail

#### VII.7.1. Causes des accidents de travail dans un chantier hydraulique

Généralement les accidents de travail imputables à des conditions dangereuses et actions dangereuses sont causés par deux facteurs :

##### VII.7.1.1. Facteurs humains

- Manque de contrôle et négligence
- La fatigue des travailleurs, manque de maîtrise et de responsable.
- Encombrement dans les différentes phases d'exécution des travaux
- Erreurs de jugement ou de raisonnement
- Importance durant les différentes phases de réalisation.
- Suivre un rythme de travail inadapté.

##### VII.7.1.2. Facteurs matériels

- Outillage, engins, et machines de travail.
- Nature des matériaux mis en œuvre.

- La difficulté posée lors de l'exécution du travail.
- Les installations mécaniques et électriques.

Durant chaque phase de la réalisation d'un projet en alimentation en eau potable, le risque de produire un accident est éventuellement, soit dans la phase des travaux de terrassement, soit dans la réalisation des travaux de bétonnage, soit dans les installations électriques ou des installations sous pressions soit après la finition du projet (travaux d'entretien des pompes, des installations, etc.)

#### **VII.7.2.Liste des conditions dangereuses**

- Installations non protégées.
- Installations mal protégées.
- Outillages, engins et machines en mauvais état.
- Protection individuelle inexistante.
- Défaut dans la conception et dans la construction.
- Matières défectueuses.
- Stockage irrationnel.
- Mauvaise disposition des lieux.
- Eclairages défectueux
- Facteurs d'ambiance impropres.
- Conditions climatiques défavorables.

#### **VII.7.3.Liste des actions dangereuses**

- Intervenir sans précaution sur des machines en mouvement.
- Intervenir sans précaution sur des installations sous pression, sous tension.
- Agir sans prévenir ou sans autorisation.
- Neutraliser les dispositifs de sécurités.
- Ne pas utiliser l'équipement de protection individuelle.
- Mauvaise utilisation d'un outillage ou engin.
- Ne pas utiliser l'équipement de protection individuelle.
- Mauvaise utilisation d'un outillage ou engin.
- Importance durant les opérations de stockage.
- Adopter une position peu sûre.
- Travailler dans une altitude inappropriée.
- Suivre un rythme de travail inadapté.
- Plaisanter ou se quereller. [4]

**VII.7.4. Mesures préventives pour éviter les causes des accidents****VII.7.4.1. Protection individuelle**

Pour mieux protéger contre les dangers pendant l'exercice de certaines professions, il est indispensable d'utiliser les dispositifs de protection individuelle (casques, gants, chaussures, lunette protectrice etc.)

**VII.7.4.2. Autres protections**

- Toute tranchée creusée en agglomération ou sous route sera protégée par une clôture visiblement signalée de jour comme de nuit (chute de personnes et d'engins).
- Prévenir les concernés avant d'entreprendre des travaux d'excavations des tranchées et vérifier la stabilité du sol.
- Les travailleurs œuvrant à la pioche ou la pelle sont tenus à laisser une distance suffisante entre eux.

**VII.7.4.3. Protection collective****VII.7.4.3.1. Équipement de mise en œuvre du béton**

L'entrepreneur ou bien le chef de chantier doit mettre en évidence les points suivants :

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

**VII.7.4.3.2. Engin de levage**

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

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

**VII.7.4.3.3. Appareillage électrique**

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

**Conclusion**

On a conclu à partir de ce travail que l'organisation de chantier est nécessaire avant le commencement de nos travaux car elle nous définit :

- Les volumes des travaux nécessaires pour élaborer le chantier.
- Les engins à utiliser qui sont principalement bulldozer, pelle, rouleau lisse

# **Conclusion générale**

### **Conclusion Générale**

Ce mémoire de fin d'études a été dédié à l'étude d'adduction en eau potable de la région de Haraza. Tous les aspects nécessaires à la réalisation d'un tel projet ainsi que son aspect environnemental ont été abordés.

L'étude a été faite compte tenu du besoin et du caractère indispensable de l'eau dans cette région, et ce, pour un horizon de 30 ans. Pour répondre à l'objection de cette étude qui est l'élaboration d'un système d'adduction en vue d'acheminer l'eau pour cette zone il a fallu :

- Faire la présentation de la zone d'étude et une estimation des besoins en eau qui ont permis de déterminer le débit à satisfaire qui est de 3575.85m<sup>3</sup>/j
- Dimensionner un réservoir tampon afin d'assurer la continuité d'écoulement.
- Projeter la conduite en PEHD de diamètres 250 pour les tronçons SP-R
- Implanter une station de pompage et protéger l'adduction du coup de bélier en projeté réservoirs d'air à la sortie de station pour résister aux fortes surpressions et dépressions.
- Calculer les volumes des travaux et leurs coûts financiers.

Au terme de ce modeste travail, il est à retenir que la bonne gestion du système d'adduction est tout aussi importante que le dimensionnement proprement dit, et ce, dans l'optique d'assurer la longévité et la pérennité du système d'adduction et ses composantes.



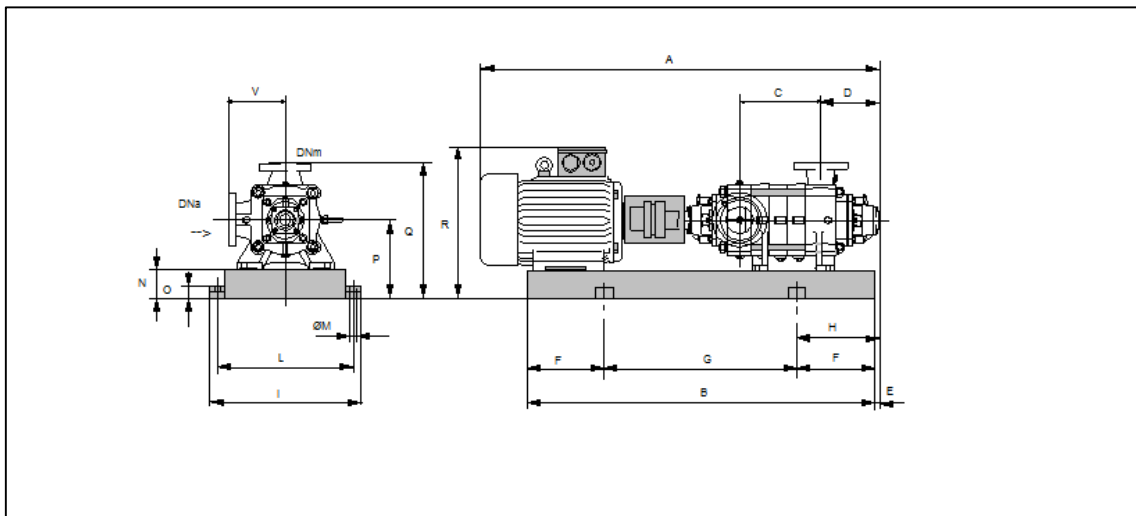
# **Bibliographie**

**Bibliographie**

- 1. A.G.H.T.M. 1983.** « les stations de pompage ». Paris : édition Technique et Documentation, 1983. p. 101.
- 2. A.LENCASTRE. 1983.** Hydraulique generale. 1983.
- 3. DUPONT, ANDRE. 1981.** HYRAULIQUE URBAINE Tome II. Paris : Eyrolles, 1981.
- 4. H.GODART.** « Technique de l'ingénieur (technologie de l'eau) ». s.l. : édition T.I. pp. 10,16,18,25.
- 5. <http://logiciels-libres-cndp.ac-versailles.fr>.** <http://logiciels-libres-cndp.ac-versailles.fr>. [En ligne]
- 6. M.CARLIER. 1972.** HYDRAULIQUE GENERALE ET APPLIQUEE. Paris : Eyrolles, 1972.
- 7. Google Earth.** [En ligne]

# **Annexes**

## Schéma et dimensions de la pompe PM 150 / 2C



## Dimensions

A = 2119	E = 241	M = 20	V = 370
B = 1741	F = 300	N = 160	
C = 360	G = 1141	O = 42	
D = 351	H = 541	P = 475	
DNa = 200	I = 870	Q = 845	
DNm = 150	L = 820	R = 891	

## Les courbes caractéristiques de la pompe

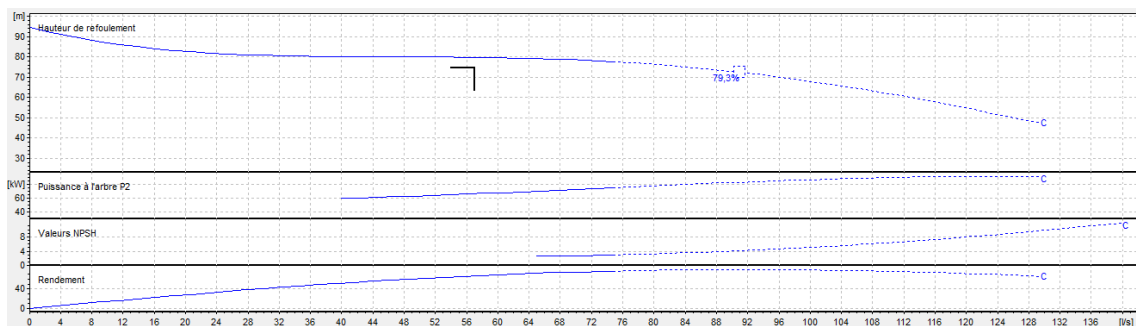


Tableau : Répartition horaire du débit maximum journalier

Heures	Nombre d'habitants				
	<10000	10001 à 50000	50001 à 100000	> 100000	Agglomération de type rural
00-01	01	1.5	03	3.35	0.75
01-02	01	1.5	3.2	3.25	0.75
02-03	01	1.5	2.5	3.3	01
03-04	01	1.5	2.6	3.2	01
04-05	02	2.5	3.5	3.25	03
05-06	03	3.5	4.1	3.4	5.5
06-07	05	4.5	4.5	3.85	5.5
07-08	6.5	5.5	4.9	4.45	5.5
08-09	6.5	6.25	4.9	5.2	3.5
09-10	5.5	6.25	5.6	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	4.2	03
22-23	02	02	4.6	3.75	02
23-24	01	1.5	3.3	3.7	01

Source (ouvrage d'AEP D'ABRAMOV)

