

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 en eau potable de la ville d'Ain Lahdjar (w. Setif) .**

The paper document Shelf mark (الشفرة) : 1-0025-13

APA Citation ( APA توثيق ):

**Bouhafs, Haydar (2013). Etude d'adduction en eau potable de la ville d'Ain Lahdjar (w. Setif)[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Digital Repository of ENSH aims to limit scientific production, whether published or unpublished (theses, pedagogical publications, periodical articles, books...)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 بتنميين الإنتاج العلمي لأساتذة و باحثي المدرسة.

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

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

كل الحقوق محفوظة للمدرسة الوطنية العليا للري.

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE -ARBAOUI Abdellah-

DEPARTEMENT GENIE DE L'EAU

## MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

**Option : Conception des Systèmes d'Alimentation en Eau Potable**

**THEME :**

**ETUDE DE L'ADDUCTION EN EAU POTABLE DE LA VILLE  
D'AIN LAHDJAR (SETIF)**

**Présenté par :**

**M<sup>r</sup> BOUHAFS Haydar**

**DEVANT LES MEMBRES DU JURY**

<b>Nom et Prénom</b>	<b>Grade</b>	<b>Qualité</b>
<b>M<sup>r</sup> O.KHODJET-KESBA</b>	<b>M C.A</b>	<b>Président</b>
<b>M<sup>r</sup> Y.DERNOUNI</b>	<b>M A.A</b>	<b>Examineur</b>
<b>M<sup>me</sup> L.TAFAT</b>	<b>M A.A</b>	<b>Examinatrice</b>
<b>M<sup>r</sup> R.KERID</b>	<b>M A.A</b>	<b>Examineur</b>
<b>M<sup>r</sup> M.BELALI</b>	<b>M A.B</b>	<b>Examineur</b>
<b>M<sup>me</sup> S.BERBACHE</b>	<b>M A.A</b>	<b>Promotrice</b>

Septembre - 2013

## Remerciements:

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

Je tiens à remercier particulièrement Madame **BERBACHE.S**, mon promotrice, pour ses conseils avisés et son aide précieuse.

Je remercie également tous les enseignants qui m'ont aidé par leurs savoirs faire à mieux élaborer mon travail.

Je remercie aussi les ingénieurs de la subdivision d'Ain Azel (W.Sétif), spécialement Mr. **TALHI Malek**, **HAMZAOUI Djamel** et **BAHLOUL Sassi**.

Je tiens à remercier aussi : Mr **O.KHODJET-KESBA** qui m'a fait l'honneur de présider mon jury.

Les membres de jury: M<sup>r</sup> **Y.DERNOUNI**.

M<sup>me</sup> **L.TAFAT**.

M<sup>r</sup> **R.KERID**.

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

Pour avoir accepté d'évaluer mon travail.

## **Dédicace :**

Je dédie ce modeste travail en signe de respect et de reconnaissance à :

Mes parents pour leurs sacrifices et surtout leurs amour afin d'atteindre mon but.

Mes adorables frères : Ramzi et Sami.

Tous mes amis: Bilal, Kacem, Anouar, Ibrahim, Mahrez, Ridha, Oussama et Abdelghani.

A toute ma grande famille et mes voisins.

A ceux qui m'ont souhaité la réussite au fond de leur cœur.

## ملخص:

مذكرتنا لنهاية الدراسة تهدف إلى تزويد بلدية عين الحجر (ولاية سطيف) بالمياه الشروب.

عبر هذه الدراسة تم إنجاز شبكة تزويد بالمياه الصالحة للشرب للمنطقة المعنية حيث اشتملت هذه الأخيرة على عدة مراحل، في أول الأمر حاولنا إعطاء نظرة عامة حول المنطقة من أجل تقييم حاجيات السكان، التطور الديموغرافي و البنيات التحتية (الخزانات وشبكة التوزيع). بعد ذلك تطرقنا إلى إنجاز شبكة تزويد جديدة من أجل تلبية حاجيات السكان المتزايدة للماء من حيث الكم والنوع .

وفي آخر الأمر قمنا بإعطاء اقتراحات و حلول لمختلف المشاكل التي واجهتنا (صغر سعة الخزان، ضغط مياه عالي و المطرقة المائية) و بذلك تم تحسين الخدمات المطلوبة من حيث المياه الشروب للمنطقة.

## Résumé :

Notre mémoire de fin d'étude a pour but l'alimentation en eau potable de l'agglomération d'Ain Lahdjar (Sétif).

Cette présente étude vise à projeter une adduction d'alimentation en eau potable de la ville d'Ain Lahdjar. Cette dernière a été élaborée en plusieurs étapes : en premier lieu nous avons traité la situation actuelle de la ville de façon à ressortir les besoins en eau potable, l'évolution démographique, l'état de ses infrastructures hydrauliques tels que les réservoirs de stockage et le fonctionnement du réseau actuel, en suite, nous nous sommes consacré uniquement à l'élaboration et au développement du nouveau schéma directeur d'AEP de façon à mieux desservir les habitants. Ensuite nous avons fait le dimensionnement hydraulique de notre adduction afin de répondre qualitativement et quantitativement aux besoins croissants de la population.

Enfin, nous avons proposé des recommandations et solutions des problèmes rencontrés (volume du réservoir insuffisant, pressions trop élevées, coup de bélier) pour améliorer l'alimentation en eau potable de la ville et satisfaire les abonnés.

## Abstract:

This study diagnoses the water supply of the agglomeration Ain Lahdjar (Sétif).

It aims projecting a network of water supply that has been elaborated in many steps. First, we treated the current situation of the city in order to consider the need in water, the demographic evolution, the state of hydraulique substructures such as tanks and the current network working. Then, we only concentrated at the achievement and the developpement of a made scheme of water supply in the way to better distribute water to population. After we made the hydraulique simulation of our network in order to reply qualitatively and quantitatively at the growing needs of the population.

Finally, we gave recommandations and solutions of the problems met (tank, high pressure, the water hammer) to better ameliorate the water supply of the city and satisfy population needs.

# Sommaire

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

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

I.1-Introduction .....	2
I.2-Situation géographique .....	2
I.3-Situation administrative.....	3
I.4-Situation démographique .....	3
I.5-Situation climatique .....	3
I.5.1-Climat .....	3
I.5.2-La pluviométrie .....	3
I.5.3-La température .....	4
I.5.4-Le vent .....	5
I.5.5- Le gel .....	5
I.5.6- La Neige .....	6
I.6-Situation hydrogéologique .....	6
I.7-Situation géologique .....	6
I.8-Situation topographique .....	6
I.9-Situation hydraulique .....	7
I.10-Ressources en eaux .....	7
I.10.1-Présentation du champ de captage de Chaabat El Hamra .....	7
I.10.2-Caractéristiques des forages .....	7
I.11-Conclusion .....	8

## Chapitre II : Estimation des besoins en eau potable

II.1-Introduction .....	9
II.2-Estimation de la population future .....	9
II.3-Catégories de consommation de la région d'étude .....	10
II.4-Normes unitaires de consommation .....	10
II.4.1. Définition .....	10
II.4.2. Choix de la norme .....	10
II.5-Évaluation de la consommation moyenne journalière .....	11
II.5.1-La consommation moyenne journalière domestique .....	11
II.5-La consommation moyenne journalière des autres catégories d'usagers .....	12
II.5.3-Récapitulation de la consommation moyenne journalière totale .....	13

II.6-Etude des variations de la consommation .....	13
II.6.1-Etude de la variation journalière .....	13
II.6.1.1-La consommation maximale journalière ( $Q_{max,j}$ ) .....	13
II.6.1.2-La Consommation minimale journalière ( $Q_{min,j}$ ) .....	14
II.6.1.3-Récapitulation des variations journalières de la consommation en eau potable .....	14
II.6.2-Etude de la variation horaire .....	14
II.6.2.1-Consommation maximale horaire .....	14
II.6.2.2- Consommation minimale horaire .....	15
II.6.2.3-Débit moyen horaire .....	15
II.7-Régime de la consommation de l'agglomération .....	16
II.8-Calcul de déficit de consommation .....	19
II.9. Conclusion .....	19

### **Chapitre III : Dimensionnement des réservoirs**

III.1-Introduction .....	20
III.2-Rôle des réservoirs .....	20
III.3-Classification des réservoirs .....	20
III.4-Emplacement des réservoirs .....	21
III.5-Calcul des capacités des réservoirs .....	22
III.5.1-Réservoir tampon .....	22
III.5.2- Réservoir de distribution .....	24
III.5.3- Récapitulation des résultats .....	25
III.6.Les équipements du réservoir .....	25
III.6.1. Les équipements hydrauliques .....	25
III.6.1.1- un système d'arrêt de son alimentation .....	25
III.6.1.2- une crépine d'alimentation de la distribution .....	25
III.6.1.3- un compteur de distribution .....	26
III.6.1.4- Un robinet de prise.....	26
III.6.1.5- une conduite de soutirage .....	26
III.6.1.6- une conduite de trop plein .....	26
III.6.1.7- une conduite de vidange .....	26
III.6.1.8- un by-pass .....	26
III.6.1.9- un système de mesure du volume d'eau .....	26
III.6.1.10- matérialisation de la réserve d'incendie .....	26

III.6.1.11- Collecteurs de sédiments .....	27
III.6.2-Les équipements d'intervention .....	27
III.6.2.1- Accès .....	27
III.6.2.2- Protection contre les intrus .....	27
III.6.3-Les équipements de nettoyage.....	27
III.7-Conclusion .....	28

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

IV.1-Introduction .....	29
IV.2-Type d'adduction .....	29
IV.2.1-Adduction gravitaire .....	29
IV.2.2-Adduction par refoulement .....	29
IV.2.3-Adduction mixte .....	29
IV.3-Critères de choix de tracé .....	30
IV.4-Choix du tracé .....	30
IV.5-Choix du matériau des conduites .....	31
IV.5.1. Conduites en acier .....	31
IV.5.2. Conduites en fonte ductile .....	31
IV.5.3-Conduites en PEHD .....	32
IV.5.4-Conduites en PVC .....	33
IV.6-Calcul hydraulique .....	33
IV.6.1- Cas de refoulement .....	33
IV.6.2-Cas gravitaire .....	36
IV.7-Proposition de variantes .....	37
IV.8-Analyse des variantes .....	38
IV.8.1-Variante N°1 .....	38
IV.8.1.1-Refoulement .....	38
IV.8.1.2- Gravitaire .....	41
IV.8.1.2-Récapitulation .....	42
IV.8.2-Variante N°2 : .....	43
IV.8.2.1- Refoulement .....	43
IV.8.2.2-Gravitaire .....	45
IV.8.2.3-Récapitulation .....	45
IV.9- Discussion des résultats .....	45

IV.10-Conclusion .....	47
------------------------	----

## **Chapitre V : pompage des eaux**

V.1-Introduction .....	48
V.2-Définition de la pompe.....	48
V.3-Fonctionnement de la pompe .....	48
V.4-Choix du type de Pompe .....	49
V.5-Couplage des pompes .....	49
V.6-Choix du nombre de pompes .....	49
V.7-Refoulement : Forage(F2)- réservoir tampon. ....	49
V.8-Courbes caractéristiques de pompe .....	50
V.9-Point de fonctionnement de pompe .....	51
V.10-Courbes caractéristiques de la conduite .....	51
V.11-Adaptation de pompe aux conditions de fonctionnement données.....	53
V.12- Etude de la cavitation .....	53
V.12.1-Définition de la cavitation .....	53
V.12.2-Les effets de la cavitation.....	54
V.12.3-La hauteur d'aspiration admissible.....	54
V.13-choix du moteur électrique .....	55
V.13.1-Critères de choix du moteur électrique .....	55
V.13.2-Vitesse de rotation du moteur .....	56
V.13.3-Puissance fournie par le moteur .....	56
V.14-Les accessoires de forage .....	57
V.15-Cosignes d'exploitation .....	58
V.15.1-Mise en marche .....	58
V.15.2-Précaution à prendre au cours de services .....	58
V.15.3-Arrêts des pompes .....	58
V.16-conclusion .....	58

## **Chapitre VI : protection de réseau d'adduction contre le coup de bélier**

VI.1-Introduction .....	59
VI.2-Définition .....	59
VI.3-Causes du coup de bélier .....	59
VI.4-Risques dus aux coups de bélier .....	59

VI.5- Analyse physique du phénomène .....	60
VI.5.1- Première phase .....	60
VI.5.2- Deuxième phase .....	60
VI.5.3- Troisième phase .....	60
VI.5.4- Quatrième phase .....	61
VI.6- Protection de la conduite de refoulement contre le coup de bélier .....	61
VI.7- Les réservoirs d'air .....	61
VI.7.1- Principe de fonctionnement .....	61
VI.7.2- Calcul des réservoirs d'air .....	62
VI.7.3- Installation du réservoir d'air .....	65
VI.7.4- Raccordement du réservoir d'air avec la conduite de refoulement .....	65
VI.8- Protection de la conduite gravitaire contre le coup de bélier.....	67
VI.9- Les techniques pour prévenir les coups de bélier .....	68
VI.10- conclusion .....	68

## **Chapitre VII : pose de canalisation et accessoires**

VII.1- Introduction .....	69
VII .2- Pose de la canalisation .....	69
VII.2.1- Choix et type de pose de canalisation .....	69
VII.2.1.1- Pose de canalisation en terre .....	69
VII.2.1.2- Pose de canalisation en mauvais terrains .....	69
VII.2.1.3- Pose des conduites en traversées des routes .....	71
VII.2.1.4- Pose de canalisation en pente .....	71
VII.2.1.5- Cas d'amarrage et de butée d'un coude .....	72
VII .3- Accessoires .....	73
VII .3.1- Robinets vannes .....	73
VII .3.1.1- Les vannes à opercule .....	73
VII .3.1.2- Les vannes papillon .....	74
VII .3.2- Les ventouses .....	74
VII .3.3- By-pass .....	75
VII .3.4- Vannes de décharge .....	75
VII .3.5- Clapet anti retour .....	75
VII .3.6- Crépines .....	75

VII .3.6-Les raccords ..... 76	76
VII .3.6.1-Soudure bout à bout ..... 76	76
VII .3.6.2- Les raccords électro- soudables ..... 76	76
VII .3.6.3-Les raccords mécaniques ..... 77	77
VII .3.7-Organes de mesure ..... 78	78
VII.3.7.1-Mesure de débit ..... 78	78
VII.3.7.2-Mesure de pression ..... 79	79
VII.3.7.2.1-Manomètres à aiguilles ..... 79	79
VII.3.7.2.2-Manomètres à soufflet ..... 79	79
VII.4-Conclusion ..... 79	79

### **Chapitre VIII : Organisation de chantier**

VIII.1-Introduction ..... 80	80
VIII.2-Différents travaux à entreprendre..... 80	80
VIII.2.1-Les différents travaux de mises en place des canalisations ..... 80	80
VIII.2.1.1- Implantation du tracé des tranchées sur le terrain ..... 80	80
VIII.2.1.2- Excavation des tranchées ..... 80	80
VIII.2.1.2.1- Enlèvement de la couche végétale ..... 80	80
VIII.2.1.2.2- Réalisation des fouilles ..... 80	80
VIII.2.1.3- Pose des conduites ..... 82	82
VIII.2.1.4-Epreuve de joints et de la canalisation..... 82	82
VIII.2.1.5- Remblayage des tranchées ..... 82	82
VIII.2.1.5.1- Le remblai d'enrobage ..... 82	82
VIII.2.1.5.2-Le remblai supérieur ..... 83	83
VIII.2.1.6-Nivellement et compactage ..... 83	83
VIII.2.1.7-Désinfection du réseau ..... 83	83
VIII.2.2-Travaux concernant les réservoirs ..... 83	83
VIII.2.3- Travaux concernant les regards ..... 84	84
VIII.3-Définitions des engins de terrassement utilisés ..... 84	84
VIII.3.1-Pelle hydraulique ..... 85	85
VIII.3.2-Dozer ..... 85	85
VIII.3.3-Chargeur ..... 86	86
VIII.3.4-Compacteur (vibrateur de sol)..... 87	87
VIII.4-Calcul des volumes des travaux ..... 87	87

VIII.5-Calcul des coûts des travaux de projet .....	89
VIII.6-Causes des accidents de travail dans un chantier hydraulique .....	90
VIII.6.1-Facteurs humains .....	90
VIII.6.2-Facteurs matériels .....	90
VIII.7-Mesures préventives pour éviter les causes des accidents .....	90
VIII.7.1-Protection individuelle .....	90
VIII.7.2-Autre protections .....	90
VIII.8-Protection collective .....	91
VIII.8.1. Equipement de mise en œuvre du béton .....	91
VIII.8.2. Engin de levage .....	91
VIII.8.3. Appareillage électrique .....	91
VIII.9-Conclusion .....	91
Conclusion générale.....	92

## Liste des tableaux

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

Tableau I.1: Précipitation moyenne mensuelle. ....	3
Tableau I.2: Température moyenne mensuelle .....	4
Tableau I.3: Moyenne mensuelle de la vitesse des vents .....	5
Tableau I.4 : Nombre de jours gelés.....	5
Tableau I.5 : Nombre de jours de neige. ....	6
Tableau I.6 : Caractéristiques des forages.....	7

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

Tableau II.1: Evolution de la population.....	9
Tableau II.2 : Consommation moyenne de la population. ....	11
Tableau II.3 : Besoins en eau des différents équipements de la zone d'étude. ....	12
Tableau II.4 : Récapitulatif de la consommation moyenne journalière.....	13
Tableau II.5: Récapitulatif des débits maximums et minimums journaliers.....	14
Tableau II.6: $\beta_{\max}$ et $\beta_{\min}$ en fonction du nombre d'habitants. ....	15
Tableau II.7 : Calcul des consommations horaires maximales et minimales.....	16
Tableau II.8: Variations du débit horaire de la consommation en eau potable.....	17
Tableau II.9: Tableau des déficits à combler à l'an 2030. ....	19

### Chapitre III : Dimensionnement des réservoirs

Tableau III.1 : Récapitulation des résultats .....	25
--	----

### Chapitre IV : Etude d'adduction

Tableau IV.1: Variation journalière des tarifs de l'énergie.....	35
Tableau IV.2 : Coefficients $K'$ , $m$ , $\beta$ pour différents types du tuyau.....	37
Tableau IV.3 : Variation des frais d'investissement en fonction du diamètre. ....	38
Tableau IV.4 : Variation des dépenses annuelles d'exploitation en fonction du diamètre. ....	39
Tableau IV.5 : Bilan des frais d'investissement et d'exploitation. ....	40
Tableau IV.6 : Les frais d'investissement. ....	42
Tableau IV.7: Récapitulation des résultats.....	42
Tableau IV.8 : Variation des frais d'investissement en fonction du diamètre. ....	43
Tableau IV.9 : Variation des dépenses annuelles d'exploitation en fonction du diamètre. ....	43
Tableau IV.10 : Bilan des frais d'investissement et d'exploitation. ....	44
Tableau IV.11 : Les frais d'investissement. ....	45

Tableau IV.12: Récapitulation des résultats.....	45
Tableau IV.13 : Tableau récapitulatif des résultats des variantes N°1 et N°2 .....	45
Tableau IV.14 : Tableau récapitulatif des différents tronçons de l'adduction.....	46

### **Chapitre V : Pompage des eaux**

Tableau V.1 : Données technique des pompes CAPRARI. ....	50
Tableau V.2 : Pression atmosphérique en fonction de la côte.....	55
Tableau V.3 : Pression de vapeur en fonction de la température.....	55
Tableau V.4: Coefficient de correction en fonction de la puissance.....	56

### **Chapitre VIII : Organisation de chantier**

Tableau VIII.1 : Calcul des différents volumes. ....	88
Tableau VIII.2 : Devis estimatif de projet.....	89

## Liste des figures

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

Figure I.1 : Plan de situation géographique de la zone d'étude. .... 2

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

Figure II.1 : L'histogramme de la consommation journalière.....18

Figure II.2 : La courbe cumulée de consommation..... 18

### Chapitre III : Dimensionnement des réservoirs

Figure III.1: Equipements des réservoirs.....28

### Chapitre IV : Etude d'adduction

Figure IV.1 : Bilan des frais d'investissement et de l'exploitation (variante1).....40

Figure IV.2 : Bilan des frais d'investissement et de l'exploitation (variante2).....44

### Chapitre V : Pompage des eaux

Figure.V.1. Pompe multicellulaire à axe vertical.....48

Figure V.2 : Les courbes caractéristiques de la pompe.....50

Figure V.3 : Détermination de point de fonctionnement.....51

Figure V.4 : Le point de fonctionnement de pompe.....52

Figure V.5 : Les équipements hydraulique de forage.....57

### Chapitre VI : Protection de réseau d'adduction contre le coup de bélier

Figure VI.5: Schéma d'un réservoir d'air.....67

### Chapitre VII : Pose de canalisation et accessoires

FigureVII.1: Pose de conduites dans un terrain peu consistant..... 70

Figure VII.3: Traversée d'une route au moyen d'une gaine. .... 71

Figure VII.4: Pose de canalisation en pente ..... 71

Figure VII.5 : Les butées.....72

Figure VII.6 : Robinet vanne à opercule.....73

Figure VII.7 : Robinets vanne papillon..... 74

Figure VII.8 : Ventouses automatiques..... 74

Figure VII-9: Clapet anti retour..... 75

Figure VII-10 : Crépine..... 76

Figure VII.11: Bout à bout « boteuse » .....	76
Figure VII.12 : Raccordement par accessoires électro-soudables.....	77
Figure VII.13 : Les coudes. ....	77
Figure VII.14: Les différents types des débitmètres. ....	78
Figure VII.15 : Manomètre à aiguilles type Ref-class.....	79

### **Chapitre VIII : Organisation de chantier**

Figure VIII-1 : Construction d'un regard. ....	84
FigureVIII.2: Pelle hydraulique. ....	85
Figure VIII.3: Bulldozer.....	86
FigureVIII.4: Chargeur.....	86
Figure VIII.5: Rouleau lisse. ....	87

## **Liste des planches**

Planche N°01 : Plan topographique Ain lahdjar W.Sétif.

Planche N°02 : Profil en long de la conduite de refoulement.

Planche N°03 : Profil en long de la conduite gravitaire.

Planche N°04 : Abri de forage.

Planche N°05 : Les accessoires dans une adduction.

# **Introduction générale**

## **Introduction générale**

Actuellement l'alimentation en eau potable de la région concernée se fait par un réservoir semi-enterré, de capacité 500m<sup>3</sup>, il est implantés dans une côte considérablement élevé et plus proches de l'agglomération et il est alimenté actuellement par le forage de Kalaoune qui se caractérise par un débit de 15 l/s.

L'évaluation des différents besoins en eau potable de la région, vu l'extension du tissu urbain et l'exode rural constatés ce dernier temps. Indique qu'à long terme ce débit suscité s'avère insuffisant pour répondre aux besoins de la région par l'actuel réseau.

Pour satisfaire les besoins de la ville et d'éviter le déficit d'eau, on projette une adduction à partir du champ de captage de Chaabat El Hamra qui se situe à la commune d'Ain Azel.

C'est dans ce contexte que s'inscrit notre étude qui consiste à l'étude de l'adduction en eau potable de la ville d'Ain Lahdjar à partir du champ de captage de Chaabat El Hamra, pour répondre confortablement à la demande d'eau de la région suscitée.

En conclusion, et contenu des données existantes et de la situation actuelle, une étude bien appropriée s'impose pour projeter une adduction en eau potable qui permettra d'assurer un débit suffisant et une pression optimale.

# **Chapitre I**

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

## I.1-Introduction :

La commune d'Ain Lahdjar reconnaît une situation alarmante en matière d'alimentation en eau potable, vu l'extension du tissu urbain et l'exode rural constaté ce dernier temps. Pour satisfaire les besoins de la commune et d'éviter le déficit d'eau, on projette une adduction à partir du champ de captage de Chaabat El Hamra. La projection de cette adduction nécessite comme étude préliminaire, la connaissance physique et hydraulique des différentes composantes constituant la dite agglomération.

## I.2-Situation géographique :

La commune d'Ain Lahdjar se trouve dans la partie Sud-Est de la wilaya de Sétif et se situe pour l'essentiel dans la partie méridionale des hautes plaines sétifiennes. Cette aire d'étude couvre une superficie de 224 ,64km<sup>2</sup> et limitée :

- Au nord par la commune de Guedjel.
- Au Nord-est par la commune de Bazer Sakra.
- Au Sud-Ouest par la commune d'Ain Azel.
- Au Sud-Est par la commune de Beida Bordj.
- à l'Ouest par la commune de Bir Haddada.

Pour bien éclaircir notre situation géographique, on présente la carte suivante (figure I.1).

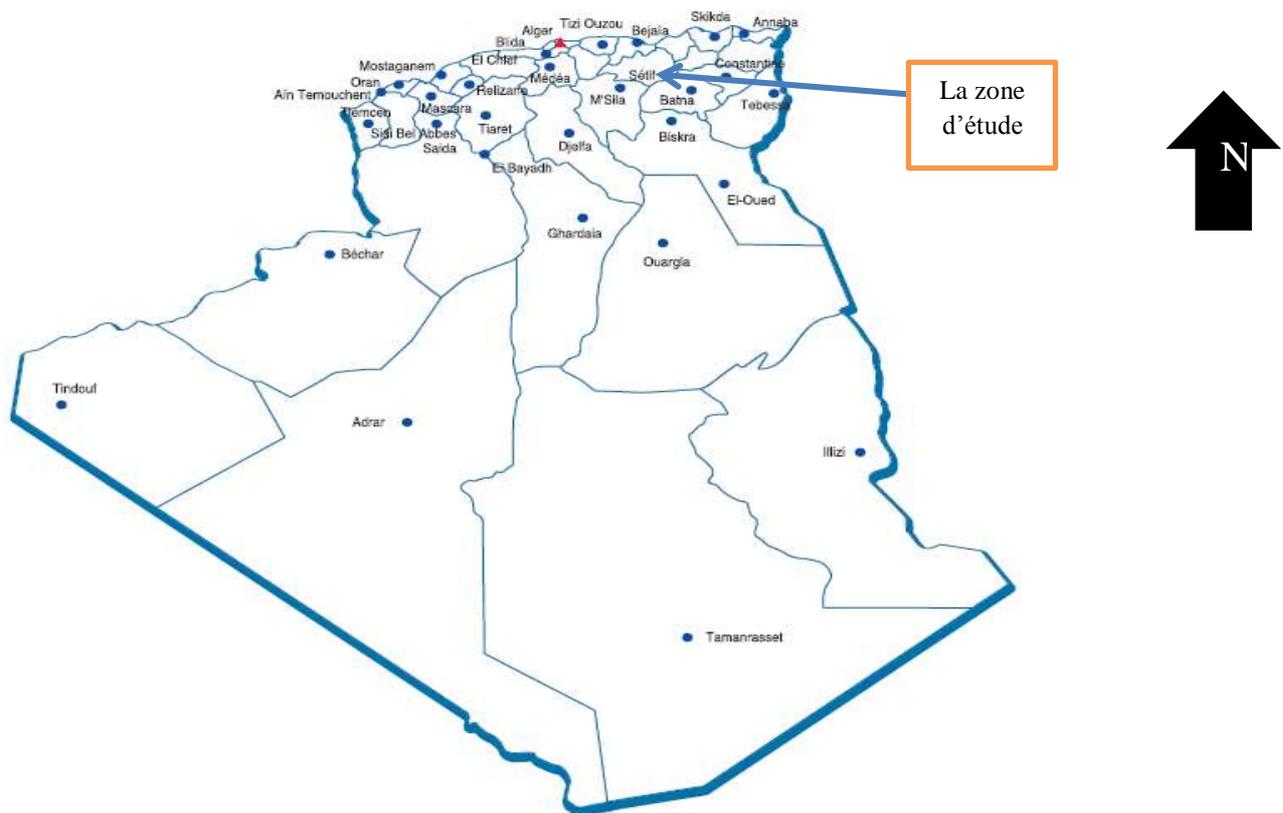


Figure I.1 : Plan de situation géographique de la zone d'étude

### I.3-Situation administrative:

La commune d'Ain Lahdjar est considérée comme une commune rurale à forte dominance éparsée et elle est composée de :

le chef-lieu de commune Ain Lahdjar.

les centres ruraux : Remada, Ouled Gacem, Ouled si Khelifa, Mechta Ouled Setta...etc.

la zone éparsée.

Actuellement, la commune d'Ain Lahdjar est rattachée administrativement à la daïra d'Ain Azel.

### I.4-Situation démographique :

La population de la commune d'Ain Lahdjar est répartie sur le territoire communal de manière irrégulière, la majeure partie de la population se concentre au chef-lieu dans une proportion de 29% qui reflète également l'indice d'urbanisation.

### I.5-Situation climatique :

#### I.5.1-climat :

La zone de la région Sud-sétifienne est de type méditerranéen semi-aride, caractérisé par un hiver relativement tempéré et un été chaud et sec. Cette zone est également caractérisée par une saison pluvieuse, qui s'étale du mois de septembre qui annonce l'arrivée des premières pluies de l'automne jusqu'au mois d'avril ou parfois Mai, qui annonce la fin de la saison humide et le début de la saison sèche.

Cette zone est également caractérisée par la variabilité interannuelle des précipitations, ou l'on remarque qu'une grande partie des pluies tombe sur cette zone en quelques semaines sous forme d'averses, et puis de grandes sécheresses s'annoncent après ces averses.

#### I.5.2-La pluviométrie :

Les précipitations montrent un rythme pluviométrique mensuel et annuel irrégulier d'une année à l'autre, pouvant dépasser 500mm/an. Les précipitations moyennes mensuelles sont représentées dans le tableau I.1 ci-après :

Tableau I.1: Précipitation moyenne mensuelle.

mois	Jan	fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Jui	Aut	Sep	Oct	Nov	Déc
P (mm)	29	21	26	34	44	30	11	17	32	27	27	41

Source: Station météorologique de Sétif(2012)

D'après le tableau I.1, la plus grande valeur de précipitation moyenne mensuelle, correspond au mois de Mai (44 mm), par contre la plus faible valeur correspond au mois de juillet avec 11mm.

### I.5.3-La température :

Les données recueillies à la station de Sétif font ressortir une température moyenne annuelle de 14,48°C. Dans le tableau ci-après, nous représentons les températures moyennes mensuelles ainsi que les températures maximales et minimales pour des onze dernières années relevées à la station de Sétif.

Tableau I.2: Température moyenne mensuelle.

mois	Jan	fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Jui	Aut	Sep	Oct	Nov	Déc	
T°C	Tmax	7,3	8,8	13,3	18,7	23,3	29,9	26,6	32,1	27,8	20,2	14,4	9
	Tmin	1,9	2,4	4,7	6,1	11,5	15,9	19,2	19,5	15,4	11	6	2,6
	Tmoy	4,6	5,6	9	12,4	17,4	22,9	22,9	25,8	21,6	15,6	10,2	5,8

Source: Station météorologique de Sétif(2012).

Tmax : Température maximale moyenne.

Tmin : Température minimale moyenne.

Tmoy: Température moyenne (Tmax + Tmin)/2.

A partir des valeurs montrées dans le tableau ci-dessus, on peut distinguer deux saisons :

Une saison froide, allant de Novembre à Avril, avec une température moyenne inférieure à la moyenne annuelle. Le mois de Janvier représente le mois le plus froid avec une température moyenne de 4,6°C.

Une saison chaude, allant de Mai à Octobre, avec une température moyenne supérieure à la moyenne annuelle. Le mois le plus chaud est marqué par le mois d'Août avec une température moyenne de 25,8°C.

Le minimum des températures est atteint au mois de janvier avec 4,6°, tandis que le maximum est enregistré au mois d'août avec 25,8°C

### I.5.4-Le vent :

Cette région est caractérisée par des vents chauds et secs en été; froids et secs en hiver. La direction dominante des vents est l'ouest - nord - ouest.

La vitesse moyenne des vents est considérée comme « modérée » avec une moyenne de 2,9 m/s.

Tableau I.3: Moyenne mensuelle de la vitesse des vents.

Mois	J	F	M	A	M	J	Jt	A	S	O	N	D	Moyenne annuelle
Vitesse (m/s)	2,5	2,7	3,1	3,5	3,1	3,0	2,9	2,9	2,8	2,7	3,0	2,8	2,92

Source: Station météorologique de Sétif(2012).

### I.5.5- Le gel :

Dans le Tableau1.4: nous avons présenté les données concernant le nombre de jours gelés pour notre région d'étude de période 2010-2011.

Tableau I.4 : Nombre de jours gelés.

mois	Jan	fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Jui	Aut	Sep	Oct	Nov	Déc
jours	15	14	9	5	1	0	0	0	0	0	6	14

Source: Station météorologique de Sétif(2012).

Le maximum de gel est enregistré en mois de janvier avec une moyenne de 15 jours, Suivi par le mois de février avec 14 jour

### I.5.6- La neige :

Nous avons présenté les données concernant le nombre des jours de neige pour notre région d'étude de période 2010-2011 dans le tableau suivant :

Tableau I.5 : Nombre de jours de neige.

mois	Jan	fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Jui	Aut	Sep	Oct	Nov	Déc
jours	3	4	1	1	0	0	0	0	0	0	1	2

Source: Station météorologique de Sétif(2012).

12 jours de chute de neige sont enregistrés au niveau de la station de Sétif, elles débutent en hiver et se prolongent jusqu'au printemps.

### I.6-Situation hydrogéologique :

La zone d'étude est traversée par un important réseau hydrographique. L'Oued principal c'est Oued Belguidoum qui est un Oued impermanent.

### I.7-Situation géologique :

La lecture de la carte géologique de la zone et les analyses géologiques effectuées par l'ANRH a permis d'apporter que le périmètre de l'étude présente une pente d'environ 8 % favorisant un écoulement rapide et sans infiltration des eaux de pluies dans le sol et présente des formations essentiellement calcareuses, schisteuses et argileuses.

### I.8-Situation topographique :

Le relief de la commune chevauche pratiquement sur trois zones différentes :

- Les massifs montagneux : au Nord –Est le seul massif montagneux important est celui de Djebel Guettar (du massif Sekrine).il appartient au domaine allochtone Sud Sétifien (écaïlle d'Ain Lahdjar), ou les terrains jurassiques et Barrémiens.
- Les plaines : Elles occupent les deux tiers de la superficie et sont composées des zones plates sur de vastes étendues.
- Les sebkhetts : les Sebkhetts ElHamiet et El Forain sont installées dans une vaste dépression aux cuvettes limitées au sud par le Djebel Kalaoun.

Les différents éléments topographiques s'établissent dans les proportions suivantes :

-plaines .....	..68%
-sebkhetts.....	17%
-collines, piémonts et montagnes.....	15%

**I.9-Situation hydraulique :**

L'alimentation en eau potable de la région concernée se fait par un réservoir semi-enterré, il est implanté dans une cote considérablement élevée et plus proche de l'agglomération et il est alimenté actuellement par le forage de Kalaoune qui caractérisé par un débit de 15 l/s et une profondeur 61,7m.

Ce réservoir de volume 500 m<sup>3</sup> situé à l'amont de cette région qui présente les caractéristiques suivantes : Capacité = 500 m<sup>3</sup> et cote de radier = 990 m NGA.

**I.10-Ressources en eaux :**

La zone à desservir a besoin d'une quantité importante d'eau, à cet effet la DHW de Sétif (direction de l'hydraulique de la wilaya de Sétif), a lancé un projet pour l'alimenter, et cela à partir du champ de captage de Chaabat El Hamra qui se situe a Ain Azel.

**I.10.1-Présentation du champ de captage de Chaabat el Hamra :**

Le champ de captage de Chaabat el Hamra est situé à 3km au Sud-est de la ville d'Ain Azel, les forages existants sont repartis sur une superficie de 12 Km<sup>2</sup>, est limité par :

- au Nord, -par la commune d'Ain Azel.
- à l'Est, par La dachra de dar jennane.
- au Sud par la commune de Ras El Aoune.
- à l'Ouest par la commune El Hama.

Le champ de captage de Chaabat El Hamra est composé de cinq (5) forages, ces derniers sont destinés pour satisfaire les besoins en eau potable du daïra d'Ain Azel.

**I.10.2-Caractéristiques des forages :**

Les caractéristiques des différents forages sont données dans le tableau suivant :

Tableau I.6 : Caractéristiques des forages.

Forages	Débit (l/s)	Profondeur(m)
F1	40	23
F2	33	20
F3	17	23
F4	23	18
F5	19	42

Source: DHW de Sétif

**I.11-Conclusion :**

Après avoir recensé les différentes informations qui sont très utiles et nécessaires pour l'étude hydraulique de l'adduction d'alimentation en eau potable qui sera projetée. Il est à noter que les conditions hydrauliques de l'alimentation de la dite agglomération à partir d'un seul forage insuffisant du point de vue débit.

Nous allons donc, procéder dans le chapitre qui suit au calcul des besoins en eau de notre agglomération.

# **Chapitre II**

## **Estimation des besoins en eau potable**

## II.1-Introduction:

Pour satisfaire les besoins de la commune et d'éviter le déficit d'eau, on projette une adduction à partir du champ de captage de Chaabat El Hamra. Le dimensionnement des différentes composantes de cette adduction, se fait à fin de déterminer l'évolution des besoins en eau potable. Ceci en se basant sur les données du recensement national de la population, les caractéristiques économiques de l'agglomération et le plan d'urbanisme qui correspondent et cela à différents horizons.

Cette évaluation varie considérablement en fonction de l'évolution démographique, des caractéristiques et des habitudes de la population, du climat de la région, de la taille de la localité, ainsi que du rythme des activités humaines.

## II.2-Estimation de la population future :

L'adduction d'alimentation en eau potable est conçue pour satisfaire les besoins à long terme, c'est pour cette raison qu'on doit estimer la population à un horizon futur en se basant sur la relation ci-après :

$$P_f = P_0 (1+t)^n \dots\dots\dots(II.1)$$

Ou :

$P_f$  : population future à l'horizon considéré ; qui est de 2030 pour notre cas.

$P_0$ :Population à l'année de référence prise pour 2008.

$t$  : taux d'accroissement annuel de la population en(%)  $t=2,14\%$ ;

$n$  : nombre d'années séparant l'année de référence à l'horizon considéré.

Pour notre projet,  $n=22$ ans.

Le tableau II.1 suivant présente l'évolution de la population entre l'année de base et l'horizon de calcul.

TableauII.1:Evolution de la population.

Nombre d'habitants en(2008)	Taux	Nombre d'années	Nombre d'habitants en(2030)
9899	2,14	22	15773

### **II.3-Catégories de consommation de la région d'étude :**

La quantité et la qualité d'eau potable à garantir pour une agglomération sont fonction du type de consommateurs existants. C'est pour cette raison que nous devons recenser toutes les catégories de consommation rencontrées au niveau de notre agglomération.

Pour notre cas, nous avons les:

- Besoins domestiques.
- Besoins scolaires.
- Besoins sanitaires.
- Besoins administratifs.
- Besoins socioculturels.

### **II.4-Normes unitaires de consommation :**

#### **II.4.1. Définition :**

La dotation ou la norme de consommation est définie comme étant la quantité quotidienne d'eau que doit utiliser l'être humain dans ces différents besoins à savoir, la consommation urbaine, l'irrigation domestique, consommation publique et pertes.

Elle est généralement évaluée en litre par habitant et par 24 heures, par mètre carré de surface de végétaux, par mètre cube, par tonne de productivité, par tête d'animal, par véhicule.....etc.

#### **II.4.2. Choix de la norme :**

La dotation moyenne journalière octroyée est fonction :

- Des ressources existantes et exploitables.
- De la structure interne de l'agglomération (densification de l'urbanisme, typologie de l'habitat, pourvoi en équipement et vocation socioéconomique de l'agglomération).
- Du niveau de vie de la population.
- Du nombre d'habitants.

Pour notre cas et dans l'hypothèse d'évolution démographique suscitée, la population prendre en charge est estimé à 15773 habitants pour l'horizon 2030.

Dans ce cas la consommation spécifique, dans une agglomération urbaine, pour un nombre d'habitants compris entre (20.000 et 100.000) habitants est de (115 à 265) l/j/hab.

D'autres parts, les dotations de base, dans le cadre d'un avant-projet sont les suivantes :

Villes de : 5000 à 20000 habitants : 150 à 200 l/j/hab.

Villes de : 20000 à 100000 habitants : 200 à 300 l/j/hab.

Au-dessus de : 100000 habitants : 300 à 400 l/j/hab.

Et vue que notre ville dépasse en nombre d'habitants les 2000 habitants, alors elle est considérée comme une ville urbaine, toute fois vu la disponibilité de la ressource, et selon les recommandations de la DHW de Sétif, il convient de donner une dotation de 200 l/j/hab. (Source : D.H.W de Sétif)

Les normes fournies précédemment sont en général majorées, en raison des secondaires (sanitaire, socioculturels...etc.).

A cet effet, nous nous abstenons de procéder à une telle majoration, dans la mesure où les besoins en eau de chaque catégorie d'usager seront calculés à part selon les différents besoins.

### II.5-Évaluation de la consommation moyenne journalière :

La consommation journalière moyenne est le produit de la dotation moyenne journalière par le nombre d'usagers formant le type de consommateurs désignée par  $Q_{moy,j}$  est donnée par:

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

Avec :

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

N: nombre de consommateurs.

dot: dotation moyenne en litre/jour/consommateur.

#### II.5.1-La consommation moyenne journalière domestique:

Dans le but de parvenir à une estimation des besoins domestiques moyens, ces derniers seront calculés sur la base d'une dotation de 200 l/j/hab, les résultats sont représentés dans le tableau II.2 ci-après :

Tableau II.2 : Consommation moyenne de la population.

Horizon	Nombre D'habitants (hab)	Dotation (l /j/hab)	Débit moy ( $\text{m}^3$ /j)	Débit moy (l /s)
2030	15773	200	3154,6	36,51

### II.5.2-La consommation moyenne journalière des autres catégories d'usagers :

Les autres catégories d'usagers, représentés par les éventuels demandeurs d'eau, selon les différents besoins recensés sont : Les besoins sanitaires, scolaires, socioculturels et culturels.

Les résultats de calcul pour les différents besoins sont indiqués dans le tableau II.3 ci-après:

Tableau II.3 : Besoins en eau des différents équipements de la zone d'étude.

Equipement	Unité	Nombre d'unité	Dotation (l/j/unité)	Q <sub>moy.j</sub> (l/j)	Q <sub>moy.j</sub> (m3/j)
<b>Equipements scolaires</b>					
8 Ecoles primaires	élève	2800	10	28000	28
3 CEM	élève	2440	10	24400	24,4
1 Lycées	élève	755	10	7550	7,55
CFPA	stagiaire	400	20	8000	8
<b>Equipements sanitaires</b>					
centre de santé	lit	100	300	30000	30
2 salles de soins	lit	50	300	15000	15
<b>Equipements culturels</b>					
Bibliothèque	lecteur	100	15	1500	1,5
7 Mosquées	fidèle	5000	5	25000	25
<b>Equipements administratifs</b>					
Gendarmerie		40	15	600	0,6
La Poste	employé	30	15	450	0,45
A P C		40	15	600	0,6
<b>Equipements de loisirs</b>					
Jardin publique	m2	1200	6	7200	7,2
Salle de sport	vestiaire	05	25	125	0,125
Total				148425	148,425

### II.5.3-Récapitulation de la consommation moyenne journalière totale :

Les résultats de l'évaluation des besoins moyens journaliers de la dite agglomération à l'horizon 2030 sont représentés dans le tableau II.4 ci-après:

Tableau II.4 : Récapitulatif de la consommation moyenne journalière.

Catégorie des besoins	Horizon 2030	
	$Q_{moy,j}$ (m <sup>3</sup> /j)	$Q_{moy,j}$ (l/s)
Besoins Domestiques	3154,6	36,51
Besoins Equipements	148,43	1,72
TOTAL	3303,03	38,23

## II.6-Etude des variations de la consommation :

### II.6.1-Etude de la variation journalière :

En fonction des jours, des semaines et des mois, la consommation en eau potable n'est pas constante, et sa variation présente des maximums et des minimums. Elle est caractérisée par des coefficients d'irrégularité maximum  $K_{max,j}$  et minimum  $K_{min,j}$

#### II.6.1.1-La consommation maximale journalière ( $Q_{max,j}$ ) :

C'est la consommation d'eau maximale du jour le plus chargé de l'année, il s'obtient par la relation suivante :

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

Avec :

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

$K_{max,j}$  : Coefficient d'irrégularité journalière maximum,  $K_{max,j} = (1,1 \text{ et } 1,3)$ .

**NB** : Pour notre étude on prend  $K_{max,j} = 1,2$ .

**II.6.1.2-La Consommation minimale journalière (Q<sub>min,j</sub>) :**

C'est la consommation d'eau minimale du jour le moins chargé de l'année. Il s'obtient par la relation suivante :

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

Avec :

Q<sub>moy,j</sub> : Consommation moyenne journalière (m<sup>3</sup>/j).

K<sub>max,j</sub> : Coefficient d'irrégularité journalière minimum, K<sub>min,j</sub>=(0,7-0,9).

**NB** : pour notre étude on prend K<sub>min,j</sub>=0,8.

**II.6.1.3-Récapitulation des variations journalières de la consommation en eau potable :**

Les consommations moyennes, minimales et maximales journalières sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau II.5: Récapitulatif des débits maximums et minimums journaliers.

Horizons	Q <sub>moy,j</sub>		K <sub>max,j</sub>	Q <sub>max,j</sub>		K <sub>min,j</sub>	Q <sub>min,j</sub>	
	m <sup>3</sup> /j	l/s		m <sup>3</sup> /j	l/s		m <sup>3</sup> /j	l/s
2030	3303,03	38,23	1,2	3963,64	45,88	0,8	2642,42	30,58

**II.6.2-Etude de la variation horaire :**

**II.6.2.1-Consommation maximale horaire:**

Elle est représentée par le coefficient d'irrégularité maximale horaire (K<sub>max,h</sub>) qui représente l'augmentation de la consommation horaire pour la journée la plus chargée dans l'année. Il tient compte de l'accroissement de la population ainsi que du degré de confort et du régime de travail de l'industrie.

D'une manière générale, ce coefficient peut être décomposé en deux autres coefficients :

α<sub>max</sub> et β<sub>max</sub> ; tel que :

$$K_{max,h} = \alpha_{max} \cdot \beta_{max} \dots\dots\dots (II.5)$$

Avec :

α<sub>max</sub>: Coefficient qui tient compte du confort des équipements de l'agglomération et de régime du travail, varie de 1,2 à 1,5 et dépend du niveau de développement local.

Pour notre cas on prend α<sub>max</sub> = 1,4.

β<sub>max</sub>: Coefficient étroitement lié à l'accroissement de la population.

Le tableau II.6 donne sa variation en fonction du nombre d'habitants.

Tableau II.6:  $\beta_{\max}$  et  $\beta_{\min}$  en fonction du nombre d'habitants.

Habitant	1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	30000	50000	100000
$\beta_{\max}$	2	1,8	1,6	1,5	1,4	1,3	1,2	1,15	1,13	1,1
$\beta_{\min}$	0,1	0,1	0,1	0,2	0,25	0,4	0,5	0,6	0,63	0,7

Donc pour notre cas on prend  $\beta_{\max} = 1,2$ ; d'où la valeur de  $K_{\max,h}$  sera :

$$K_{\max,h} = 1,4 * 1,2 = 1,68.$$

$$K_{\max,h} = 1,68$$

### II.6.2.2- Consommation minimale horaire :

Elle est donnée par le coefficient d'irrégularité minimale horaire  $K_{\min,h}$  qui permet de déterminer le débit minimum horaire envisageant une sous consommation :

$$K_{\min,h} = \alpha_{\min} * \beta_{\min} \dots \dots \dots (II.6)$$

Avec :

$\alpha_{\min}$  : Varie de 0,4 à 0,6. Pour notre cas on prend  $\alpha_{\min} = 0,5$ .

$\beta_{\min}$  : Coefficient étroitement lié à l'accroissement de la population.

Le tableau II.6 ci-dessus donne sa variation en fonction du nombre d'habitants.

Donc pour notre cas on prend  $\beta_{\min} = 0,5$  ; d'où la valeur de  $K_{\min,h}$  sera :

$$K_{\min,h} = 0,5 * 0,5 = 0,25.$$

$$K_{\min,h} = 0,25.$$

### II.6.2.3-Débit moyen horaire :

Le débit moyen horaire est donné par la relation suivante :

$$Q_{\text{moy},h} = Q_{\text{max},j} / 24 \quad (\text{m}^3/\text{h}) \dots \dots \dots (II.7)$$

Avec :

$Q_{\text{moy},h}$  : Débit moyen horaire en  $\text{m}^3/\text{h}$ .

$Q_{\text{max},j}$  : Débit maximum journalier en  $\text{m}^3/\text{j}$ .

Donc

$$Q_{\text{moy},h} = 3963,64 / 24$$

$$Q_{\text{moy},h} = 165,15 \text{ m}^3/\text{h}$$

Les calculs sont résumés dans le tableau II.7.

Tableau II.7 : Calcul des consommations horaires maximales et minimales.

La ville	$Q_{\text{moy,h}}$ ( $\text{m}^3/\text{h}$ )	$K_{\text{max,h}}$	$Q_{\text{max,h}}$ ( $\text{m}^3/\text{h}$ )	$K_{\text{min,h}}$	$Q_{\text{min,h}}$ ( $\text{m}^3/\text{h}$ )
Ain lahdjar	165,15	1,68	277,45	0,25	41,288

Dans notre travail nous avons opté pour la détermination du débit de pointe par la méthode donnant les variations en se rapportant au nombre d'habitants.

### II.7-Régime de la consommation de l'agglomération :

Le débit horaire d'une agglomération est variable selon l'importance de cette dernière. La variation des débits horaires d'une journée est représentée en fonction du nombre d'habitants. Pour calculer le débit correspondant à chaque heure nous utilisons l'annexe 1 qui montre le pourcentage horaire du débit maximum journalier et cela en fonction du nombre d'habitants donc:

$$Q_h = (P\% * Q_{\text{max,j}})/100 \dots \dots \dots \text{en } (\text{m}^3/\text{h}) \dots \dots \dots (\text{II.8})$$

$Q_h$  = débit horaire nécessaire.

$P\%$  = pourcentage horaire.

#### Remarque:

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

Pour notre cas on choisit la répartition de la colonne où le nombre d'habitants est plus de 10000hab (Puisque le nombre d'habitants à l'année2030sera15773hab).Les résultats sont représentés dans le Tableau II.8ci-après :

Tableau II.8: Variations du débit horaire de la consommation en eau potable.

Heures	Consommation totale		Consommation cumulée	
	%	m <sup>3</sup> /h	%	m <sup>3</sup> /h
0-1	1,5	59,45	1,5	59,45
1-2	1,5	59,45	3	118,91
2-3	1,5	59,45	4,5	178,36
3-4	1,5	59,45	6	237,82
4-5	2,5	99,09	8,5	336,91
5-6	3,5	138,73	12	475,64
6-7	4,5	178,36	16,5	654,00
7-8	5,5	218,00	22	872,00
8-9	6,25	247,73	28,25	1119,73
9-10	6,25	247,73	34,5	1367,46
10-11	6,25	247,73	40,75	1615,18
11-12	6,25	247,73	47	1862,91
12-13	5	198,18	52	2061,09
13-14	5	198,18	57	2259,27
14-15	5,5	218,00	62,5	2477,28
15-16	6	237,82	68,5	2715,09
16-17	6	237,82	74,5	2952,91
17-18	5,5	218,00	80	3170,91
18-19	5	198,18	85	3369,09
19-20	4,5	178,36	89,5	3547,46
20-21	4	158,55	93,5	3706,00
21-22	3	118,91	96,5	3824,91
22-23	2	79,27	98,5	3904,19
23-24	1,5	59,45	100	3963,64

D'après le tableau II.8 ci-dessus nous avons:

- Un débit de pointe  $Q_{\max,h}=247,73\text{m}^3/\text{h}$  entre 8h et midi.
- Un débit minimum  $Q_{\min,h}= 59,45\text{m}^3/\text{h}$  entre 23h et 4h du matin.

- L’histogramme de la consommation journalière(FigII.1).
- La courbe cumulée de consommation(FigII.2).

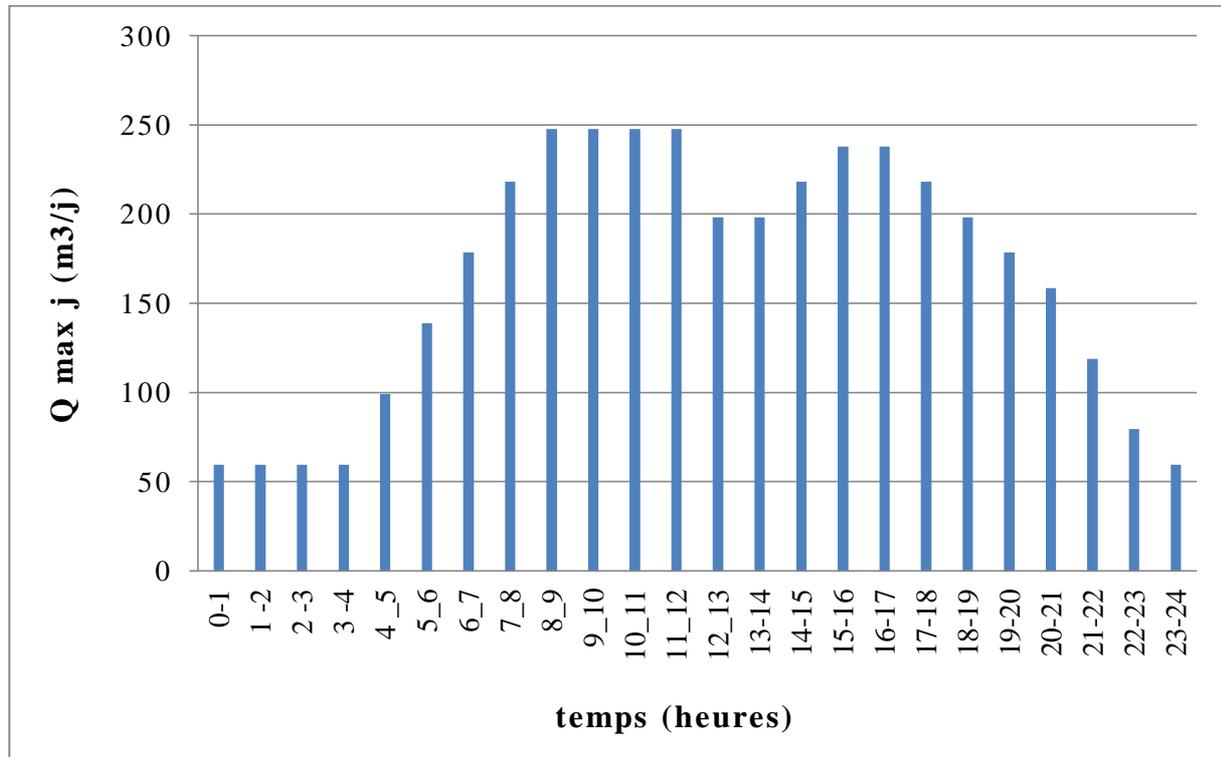


Figure II.1: Histogramme de la consommation journalière.

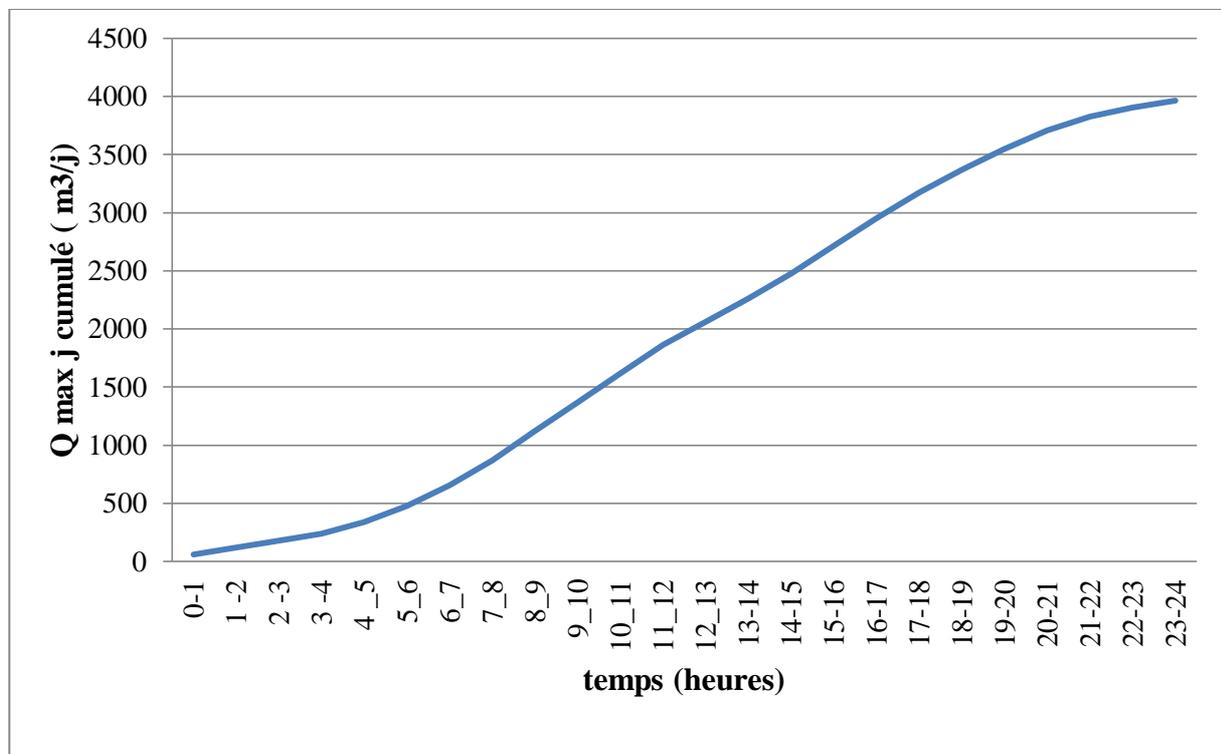


Figure II.2 : Courbe cumulée de la consommation

### II-8-Calcul de déficit de consommation :

Le déficit est la différence entre les besoins estimés et la production en eau existante, cet écart représente le débit par lequel on dimensionne notre réseau d'adduction.

Le débit total d'exploitation des sources et forages est de 1296 m<sup>3</sup>/j, débit très faible pour combler les besoins en eau estimés à l'horizon de projet (2030) qui sont de 3963,64 m<sup>3</sup>/j. Par conséquent il est nécessaire de transférer la quantité qui manque qui est de 2667,64 m<sup>3</sup>/j.

Tableau II.9: Tableau des déficits à combler à l'an 2030.

Q <sub>max,J</sub> (m <sup>3</sup> /j)	La ville	production en eau existante (m <sup>3</sup> /j)	déficit (m <sup>3</sup> /j)
3963,64	Ain Lahdjar	1296	2667,64

### II.9. Conclusion:

Ce chapitre nous a permis de connaître les différents besoins en eau potable qu'exigent les différents types de consommateurs formant l'agglomération. Nous avons ainsi déduit les différents débits variables dans le temps qui vont nous servir comme base de données pour le dimensionnement de notre système d'alimentation en eau potable appelé à garantir la consommation en eau potable de l'agglomération étudiée.

Après la comparaison entre le débit maximum journalier ( $Q_{\text{max,j}} = 3963,64 \text{ m}^3/\text{j}$ ) caractérisant la consommation aux débits disponibles ( $Q_{\text{fourni}} = 1296 \text{ m}^3/\text{j}$ ), on constate qu'il y a un déficit, et que les ressources existantes ne peuvent pas satisfaire la totalité des besoins en eau potable de la ville. Donc pour combler les besoins en eau estimés à l'horizon de projet (2030), il est nécessaire de transférer la quantité qui manque à partir du champ de captage de Chaabat El Hamra. Pour transférer cette quantité manquante d'eau, on doit dimensionner la conduite d'adduction et ses accessoires et la station de pompage, qui feront l'objet des prochains chapitres.

# **Chapitre III**

## **Dimensionnement des réservoirs**

### III.1-Introduction :

La commune d'Ain Lahdjar prendra en charge un accroissement de la population considérable, ce qui va sûrement engendrer un déficit en matière de stockage. C'est pour cette raison que nous procéderons à travers ce chapitre à déterminer les volumes de stockage nécessaires et vérifier la capacité du réservoir d'alimentation existant à l'horizon 2030.

### III.2-Rôle des réservoirs :

- Ils servent à compenser l'écart entre les apports d'eau (par gravité ou pompage) et la consommation (débit de pointe et autres).
- Les réservoirs permettent une certaine souplesse pour faire face, sans gêne pour les utilisateurs, aux incidents suivants :
  - Panne électrique.
  - Remplacement d'une pompe.
  - Accident sur la conduite de refoulement quand il se trouve à la tête du réseau.
- Ils offrent de la possibilité de pomper durant la nuit, lorsque les tarifs d'électricité sont le plus bas.
- Ils assurent la régularité dans le fonctionnement du pompage. Les pompes refoulent à un débit constant.
- Ils simplifient l'exploitation.
- Ils régularisent les pressions dans le réseau.
- Ils garantissent la réserve d'incendie au moyen d'un volume réservé dans la cuve du réservoir.
- Les réservoirs peuvent également jouer le rôle de brise charge dans le cas d'une distribution étagée.
- Les réservoirs peuvent aussi jouer le rôle de relais ils sont appelés dans ce cas réservoirs tampons.

### III.3-Classification des réservoirs :

De multiples facteurs interviennent dans la détermination du type de réservoir comme :

- Conditions topographiques de la région en question.
- Conditions hydraulique de la distribution : volume de réservoir ; pression à assurer.
- Type de décideur : maître d'ouvrage, maître d'œuvre ou exploitation.

Les critères les plus souvent retenus pour les choix sont :

- les factures économiques.
- la sécurité d'approvisionnement et la facilité d'exploitation.
- les possibilités d'adaptation au réseau.
- les possibilités d'inscription harmonieuse dans le site.

Les réservoirs, pour accomplir convenablement les fonctions auxquelles ils sont conçus, peuvent occuper les différentes dispositions suivantes :

- Enterrés.
- Semi-enterrés.
- Sur sol.
- Sur tour (château d'eau).

Selon leur capacité, les réservoirs peuvent prendre la forme :

#### **Rectangulaire ou carrée:**

Elles sont utilisées surtout pour les capacités importantes. Dans ce cas, le compartimentage sera facilement réalisé pour assurer la continuité de la distribution. Ils seront exécutés en béton armé ou précontraint, chaque compartiment doit avoir la même tuyauterie que pour un réservoir unique.

#### **Circulaire:**

Elle est préférée pour les réservoirs de faibles capacités. La position de la tuyauterie et la même que pour les réservoirs rectangulaires. Ils sont faits soit en béton armé ou en précontraint.

Dans le cas de deux réservoirs jumelés, la chambre de manœuvre est prévue entre eux.

Dans notre cas, le réservoir à dimensionner est un réservoir sur sol, est un réservoir de relais donc de forme circulaire.

#### **III.4-Emplacement des réservoirs :**

L'emplacement du réservoir pose souvent un problème délicat à résoudre car l'on doit tenir compte de certaines considérations.

Dans notre cas :

- ✓ **Le réservoir tampon** doit être implanté de manière à assurer la continuité de l'écoulement vers le réservoir de distribution de la ville d'Ain Lahdjar sans provoquer pour autant un écrêtement de la conduite par la ligne de charge.
- ✓ **Le réservoir de distribution** doit être le plus près possible du centre de gravité de l'agglomération qu'il a à assurer, assurer l'alimentation du réseau par gravité, c'est-à-dire que sa cote de radier doit être supérieure à la plus grande cote piézométrique du réseau et pouvoir satisfaire les abonnés en pression suffisante.

Ces points suscités sont respectés par notre réservoir.

### III.5-Calcul des capacités des réservoirs :

Nous rappelons que le débit à véhiculer par le système d'adduction est de 2667,64 m<sup>3</sup>/j.

Ce débit est refoulé par une pompe immergée vers un réservoir tampon qui est ensuite acheminé vers le réservoir de distribution.

La pompe immergée est équipée pour un régime de fonctionnement de 20 h/24 et ce pour :

- Gagne l'énergie électrique.
- La pompe est reposée.
- Niveau statique de la nappe s'abaisse.
- Eviter la déformation de la crépine.

#### III.5.1-Réservoir tampon :

Le réservoir tampon assure la transition entre l'écoulement en charge issu de la station de pompage et l'écoulement gravitaire en direction du réservoir de distribution.

##### ➤ Estimation de la capacité du réservoir tampon :

La capacité du réservoir tampon est déterminée en fonction du temps de fermeture de la vanne à l'aval de l'adduction gravitaire, et aussi une réserve d'incendie qu'on préconise en cas d'incendie.

La capacité totale du réservoir sera :  $V_t = V_r + V_{inc}$  (m<sup>3</sup>)

Pour le calcul du volume résiduel voici la démonstration :

Soit  $Q_0$  le débit transité dans la conduite gravitaire à l'aval du réservoir tampon, et soit  $T$  le temps de fermeture linéaire totale du Robinet vanne.

Dès l'arrêt de la pompe, le réservoir commence à se vider et le robinet vanne à l'aval de l'adduction gravitaire entre en action de fermeture.

Pour un instant ' t ' le débit sera :

$$Q = Q_0 - Q_0 \times \frac{t}{T} = Q_0 \times \left(1 - \frac{t}{T}\right) \dots \dots \dots (III.1)$$

Et le volume dV du réservoir sera :

$$dV = Q_0 \times \left(1 - \frac{t}{T}\right) dt \dots \dots \dots (III.2)$$

$$V = Q_0 \times \int_0^T \left(1 - \frac{t}{T}\right) dt = \frac{Q_0 T}{2} \dots \dots \dots (III.3)$$

Donc le volume du réservoir est en fonction directe du temps de fermeture du robinet vanne à fermeture lente, donc il nous faut connaître la loi de manœuvre du robinet vanne choisi pour l'adduction.

Afin d'éviter la création d'un coup de bélier important il nous faut choisir un robinet vanne avec fermeture lente.

Le robinet vanne à un temps de fermeture d'une durée de 2 heures donc le volume résiduel du réservoir sera :

$$V_r = \frac{Q_0 T}{2} = \frac{111,15 \times 2}{2} = 111,15 \text{ m}^3$$

$Q_0$  : Débit transite par le réservoir ( $Q_0 = 111,15 \text{ m}^3/\text{h}$ )

$T$  : Temps de vidange ( $T = 2 \text{ h}$ )

On préconise un volume de  $120 \text{ m}^3$  comme réserve d'incendie

Donc le volume total du réservoir sera :

$$V_t = 111,15 + 120 = 231,15 \text{ m}^3$$

On choisit un volume normalisé de **300 m<sup>3</sup>**

#### ➤ **Dimensions du réservoir :**

Diamètre de la cuve :

Puisqu'il s'agit d'un réservoir circulaire posé sur terre, il n'y a pas de grand risque quant à l'effondrement de ce dernier, on propose une hauteur de la cuve de 4 m.

$$V = \frac{\pi}{4} \times D^2 \times h$$

On tire  $D = 9,77 \text{ m}$

On le normalise, on pose  $D = 10 \text{ m}$

Réévaluation de la hauteur d'eau :

On recalcule la nouvelle hauteur de remplissage :

$$h = \frac{V}{\frac{\pi}{4} \times D^2}$$

On trouve  $h = 3,82 \text{ m}$

La hauteur H du réservoir :

La hauteur du réservoir est calculé moyennant la formule :  $H = h + R$

R : étant la hauteur réservée pour le matelas d'air on prend  $R = 0,28\text{m}$

Donc  $H = 3,82 + 0,28 = 4\text{ m}$

### III.5.2- Réservoir de distribution:

#### ➤ Estimation de la capacité du réservoir de distribution :

Un réservoir doit être dimensionné pour répondre aux fonctions qui lui sont demandés depuis sa mise en service jusqu'aux conditions les plus exigeantes (demande de pointe).

Dans ce cas notre réservoir est alimenté gravitaire et le défaut d'alimentation le plus important se situe lors de la pointe de la matinée entre 8 heures et 12 heures où la consommation peut atteindre  $k_p \cdot Q_{\text{moy,h}}$ . pendant ces quatre heures, il faudra fournir en plus de l'alimentation à débit constant  $Q_a$  un volume d'eau égal à :

$$V = 4 \cdot (k_p Q_{\text{moy,h}} - Q_a) \dots \dots \dots \text{(III.4)}$$

D'où :

$$V = 4 \cdot (6,25 \cdot 39,64 - 111,15) = 832,44 \text{m}^3$$

On préconise un volume de 120 m<sup>3</sup> comme réserve d'incendie

Donc le volume total du réservoir sera :

$$V_t = 832,44 + 120 = 952,44 \text{ m}^3$$

On choisit un volume normalisé de **1000 m<sup>3</sup>**

On note que la capacité totale du réservoir existe est de 500 m<sup>3</sup>, alors que le volume calculé est estimé à 1000 m<sup>3</sup>, donc la capacité existante n'est pas suffisante pour satisfaire les besoins de la ville pour l'horizon 2030.

Volume manque = volume calculé - volume existe = 500 m<sup>3</sup>

Donc il faut projeter un autre réservoir de **500 m<sup>3</sup>** de volume.

#### ➤ Dimensions du réservoir :

Diamètre de la cuve :

Puisqu'il s'agit d'un réservoir circulaire posé sur terre, il n'y a pas de grand risque quant à l'effondrement de ce dernier, on propose une hauteur de la cuve de 4 m

$$V = \frac{\pi}{4} \times D^2 \times h$$

$$\text{On tire } D = 12,62 \text{ m}$$

On le normalise, on pose  $D = 13\text{ m}$ .

Réévaluation de la hauteur d'eau :

On recalcule la nouvelle hauteur de remplissage :

$$h = \sqrt[3]{\frac{V}{\pi}} \times D^2$$

On trouve  $h = 3,76$  m

La hauteur H du réservoir :

La hauteur du réservoir est calculé moyennant la formule :  $H = h + R$

R : étant la hauteur réservée pour le matelas d'air on prend  $R = 0,24$  m

Donc  $H = 3,76 + 0,24 = 4$  m

**III.5.3- Récapitulation des résultats :**

Tableau III.1 : Récapitulation des résultats.

	Forme	Volume (m <sup>3</sup> )	Diamètre (m)	Hauteur (m)
Réservoir Tampon	Circulaire	300	10	4
Réservoir de distribution	Circulaire	500	13	4

**III.6. Les équipements du réservoir :****III.6.1. Les équipements hydrauliques :**

Un réservoir doit avoir les équipements suivants pour faciliter son exploitation.

**III.6.1.1- un système d'arrêt de son alimentation :**

C'est un robinet à flotteur, une vanne à commande hydraulique ou une vanne à commande électrique. Le plus souvent c'est un robinet à flotteur qui obture la conduite d'arrivée lorsque le niveau maximum est atteint, et s'ouvre quand ce niveau est descendu.

**III.6.1.2- une crépine d'alimentation de la distribution :**

La crépine doit permettre de renouveler la réserve incendie sans pouvoir l'utiliser au cours de la simple distribution.

**III.6.1.3- un compteur de distribution:**

Il doit être facilement accessible afin de mesurer les volumes d'eau distribués.

**III.6.1.4- Un robinet de prise:**

Il sera placé sur la conduite de distribution, pour l'analyse de la qualité de l'eau.

**III.6.1.5- une conduite de soutirage :**

De la réserve incendie dont le dispositif d'ouverture est à la disposition permanente des sapeurs-pompier.

**III.6.1.6- une conduite de trop plein :**

Tous les réservoirs doivent être dotés d'un trop-plein qui descend jusqu'à une profondeur comprise entre 300 mm et 600 mm au-dessus de la surface du sol, et se termine au-dessus d'une entrée d'évacuation ou d'une plaque anti-éclaboussures. Le trop-plein ne doit pas être raccordé directement à un égout ou à un collecteur d'eaux pluviales. Toutes les tuyauteries de trop-plein doivent être installées de façon que le point de sortie de l'eau soit visible.

Le trop-plein d'un réservoir au sol doit être ouvert vers le bas et l'orifice doit être protégé au moyen d'un grillage non corrosif de 16 mailles au pouce, installé dans le tuyau, à un endroit où les risques de dommage par vandalisme sont minimaux.

**III.6.1.7- une conduite de vidange:**

Cette conduite est munie d'un robinet-vanne, dont le système de manœuvre protégé n'est accessible que par les agents de la société de distribution. Elle ne doit pas être directement reliée à un égout ou à un collecteur d'eaux pluviales. L'ouvrage doit pouvoir être vidangé afin d'être nettoyé ou entretenu sans qu'il en résulte une perte de pression dans le réseau de distribution.

**III.6.1.8- un by-pass:**

Placé entre la conduite d'arrivée et la conduite de distribution afin d'assurer la continuité du service pendant l'entretien du château d'eau.

**III.6.1.9- un système de mesure du volume d'eau :** qui est contenue dans le réservoir.**III.6.1.10- matérialisation de la réserve d'incendie :**

Il importe que les dispositions soient prises afin d'éviter dans le cas d'un soutirage intensif, que la réserve d'incendie ne sera pas puisée par la distribution. Aussi, on opte pour un dispositif constitué par un siphon qui se désamorce quand le niveau de la réserve est atteint, et cela grâce à l'évent ouvert à l'air libre et de cette façon la réserve ne sera pas entamée et elle se renouvelle constamment, car les réservoirs doivent être ventilés. Les trop-pleins ne doivent pas être considérés comme des événements. Il ne doit y avoir aucun espace ouvert entre la paroi et le toit.

Les événements des réservoirs :

- doivent empêcher l'introduction d'eaux de ruissellement ou de pluie ;
- doivent empêcher que des oiseaux et des animaux entrent dans le réservoir.
- devraient empêcher que les insectes et la poussière entrent dans le réservoir sans pour autant qu'une ventilation efficace devienne impossible. Dans le cas de notre réservoir au sol, on peut utiliser un grillage non corrosif.
- doivent se terminer avec un U inversé, dans le cas des réservoirs au sol, l'ouverture étant à au moins 600 mm au-dessus du sol ou du gazon et au-dessus du niveau prévu de la neige, et être protégés à l'aide d'un grillage non corrosif de 16 mailles au pouce, installé dans le tuyau en un endroit où les risques de vandalisme sont les plus faibles.

#### **III.6.1.11- Collecteurs de sédiments :**

Les tuyauteries de sortie de tous les réservoirs doivent être installées de manière à empêcher que des sédiments soient entraînés dans le réseau de distribution. Des collecteurs de sédiments amovibles devraient être prévus.

#### **III.6.2- Les équipements d'intervention :**

##### **III.6.2.1- Accès :**

Les réservoirs d'eau doivent être conçus avec des moyens permettant l'accès à l'intérieur pour l'inspection, le nettoyage et l'entretien.

Les trous d'homme au-dessus du niveau de l'eau :

- doivent comporter un cadre dépassant d'au moins 150 mm au-dessus de la surface du toit à l'ouverture; dans les réservoirs au sol, les trous d'homme devraient être surélevés de 600 à 900 mm au-dessus du sommet du réservoir ou du gazon qui le recouvre.
- doivent être munis d'un couvercle étanche solide pouvant être levé par une personne, recouvrant le bord du cadre et descendant autour de ce dernier d'au moins 50 mm.
- devraient comporter une charnière latérale.

##### **III.6.2.2- Protection contre les intrus :**

Des clôtures, des verrous sur les trous d'homme et toute autre précaution nécessaire doivent être prévus pour empêcher les intrusions, le vandalisme et le sabotage.

#### **III.6.3- Les équipements de nettoyage:**

- Équipements spéciaux pour le nettoyage.
- Pompe d'alimentation en eau.

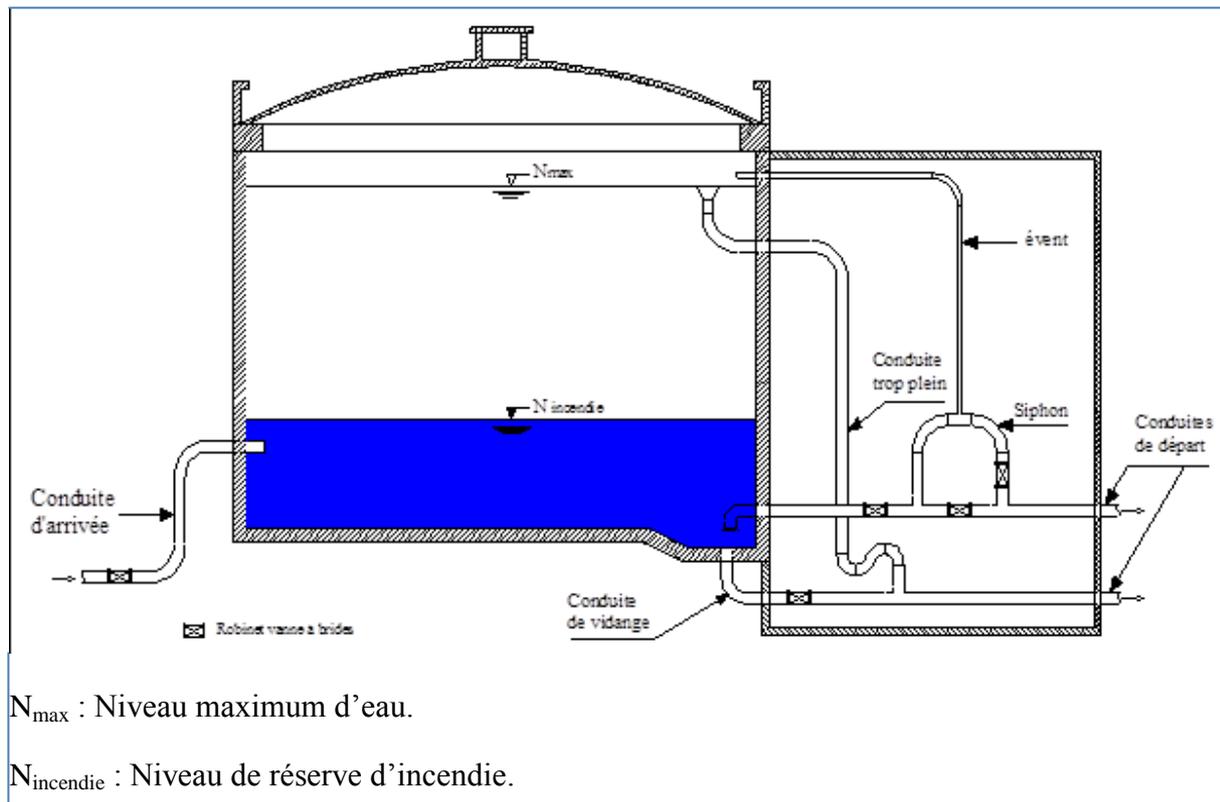


Figure III.1: Equipements des réservoirs.

### III.7-Conclusion :

Ce chapitre nous a permis de connaître les différents types de réservoir, qui permettent le bon fonctionnement de l'adduction et garantissant l'alimentation en eau potable de l'agglomération en question.

Après avoir calculé le volume utile, on a constaté qu'on a besoin de projeter un réservoir de stockage que ce soit pour l'état actuel ou pour l'horizon 2030, car le réservoir existant ne peut pas satisfaire facilement la demande de l'agglomération.

En effet la réalisation de notre projet d'adduction nécessite la construction d'un réservoir tampon qu'il ayant un rôle de relais.

# **Chapitre IV**

## **Etude d'adduction**

### **IV.1-Introduction :**

Comme déjà cité auparavant notre agglomération reconnaît actuellement une situation alarmante en matière d'alimentation en eau potable, vu l'extension du tissu urbain, l'exode rural constaté ce dernier temps. Pour satisfaire les besoins de la ville et d'éviter le déficit d'eau, on projette une adduction à partir du champ de captage de Chaabat El Hamra qui se situe à la commune d'Ain Azel. C'est pour cette raison que nous procéderons à travers ce chapitre au dimensionnement de cette adduction et à sa conception, afin d'acheminer l'eau aux usagers en quantité et qualité satisfaisantes.

### **IV.2-Type d'adduction : [1]**

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

- Adduction gravitaire.
- Adduction par refoulement.
- Adduction mixte.

#### **IV.2.1-Adduction gravitaire :**

C'est une adduction où l'écoulement se fait gravitairement. On rencontre ce type d'adduction dans le cas où la source se situe à une cote supérieure à la cote piézométrique de l'ouvrage d'arrivée.

#### **IV.2.2-Adduction par refoulement :**

C'est une adduction où l'écoulement se fait sous pression à l'aide des machines hydro-électriques. On rencontre ce type d'adduction dans le cas où la source se situe à une cote inférieure à la cote piézométrique de l'ouvrage d'arrivée.

#### **IV.2.3-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.

#### **Remarque :**

Dans notre étude, il s'agit d'une adduction mixte (refoulement et gravitaire) où les forages alimentent le réservoir tampon  $300\text{m}^3$  par refoulement, puis le passage gravitaire vers les réservoirs  $2*500\text{m}^3$ .

### IV.3-Critères de choix de tracé :

L'emplacement des réservoirs étant fixé, il est nécessaire de prévoir un tracé pour l'adduction, et ce tracé doit :

- Avoir un itinéraire aussi direct que possible.
- Respecter les impératifs du profil en long avec le moins possible de sur profondeurs.
- Eviter la multiplication des ouvrages coûteux ou fragiles (traversés de rivière, route, chemin de fer etc....).
- Eviter dans la mesure du possible la traversée des massifs boisés.
- Entraîner des dépenses aussi faibles que possible de construction en évitant les points hauts sur le refoulement (construction de cheminée d'équilibre).
- Le choix d'un tracé en bordure des routes et chemins présente un certain nombre d'avantages :
  - ✓ Travaux de terrassement et approvisionnement des tuyaux souvent moins onéreux.
  - ✓ Accès facile aux regards contenant des appareils de robinetterie.
- 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 où 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.

### IV.4-Choix du tracé :

En essayant de suivre les recommandations suscitées, et en tenant compte de la topographie, le point de départ de l'adduction est le forage « F2 », qui se trouve dans le champ de captage de Chaabat El Hamra « la commune de Ain azel ». Un tronçon prendra la direction Nord-Est, du forage jusqu'à au réservoir tampon.

La conduite gravitaire qui sortira du réservoir tampon prendra la direction nord vers les réservoirs 2\* 500 m<sup>3</sup> d'Ain Lahdjar à la cote 990 m.

### IV.5-Choix du matériau des conduites :

Le choix du matériau utilisé est en fonction de la pression, l'agressivité dû aux eaux et au sol, et l'ordre économique (coût, disponibilité sur le marché), ainsi que la bonne jonction de la

conduite avec les équipements auxiliaires (joints, coudes, vannes ....) permettent de faire le bon choix.

Parmi les matériaux à utiliser on distingue entre autre : L'acier, la fonte ductile, le PVC (polyvinyle de chlorure) et le PE (polyéthylène).

#### **IV.5.1. Conduites en acier : [2]**

##### **a. Les avantages:**

- ils n'ont pas besoin comme les tuyaux en fonte de posséder des pièces spéciales (joints présentant une certaine élasticité).
- ils sont soudables.
- ils présentent une bonne étanchéité.
- ils peuvent supporter des pressions élevées.
- ils sont disponibles sur le marché.
- ils sont plus légers que les tuyaux en fonte, d'où l'économie sur le transport, mais ils sont plus lourds que les tuyaux en matières plastiques.
- par leur élasticité, ils s'adaptent aux reliefs plus ou moins accidentés.
- La longueur courante de ces tuyaux varie entre 6 à 16 mètre suivant les diamètres.

##### **b. Les inconvénients:**

- la sensibilité à la corrosion qui exige une protection extérieure et intérieure.
- la faible durée de vie estimée à 20 ans.

#### **IV.5.2. Conduites en fonte ductile : [3]**

##### **a. Les avantages:**

- Résistance aux pressions élevées ;
- La fonte permet de supporter des pressions de service atteignant 50 bars pour les tuyaux ne dépassent 600mm de diamètre, et 40 bars pour les tuyaux de diamètre supérieur.
- Les longueurs courantes de ces tuyaux sont 6m pour les petits et moyens diamètres (jusqu'à 800mm) et 7m à 8,25 à partir de 800mm de diamètre.
- Très rigide et solide.
- Bonne résistance aux forces intérieures.

**b. Les inconvénients:**

- la sensibilité à la surcharge et aux mouvements du sous-sol qui provoquent le déboîtement des conduites.
- la fragilité.
- le non disponibilité sur le marché.
- la nécessité de pièces spéciales car les conduites sont généralement assemblées par raccords à emboîtement et à brides. Ces derniers sont réalisés au moyen de joints en plomb, de bague en caoutchouc ou de préparations spéciales.
- Lourds et très chères.
- Grande sensibilité à la corrosion.

**IV.5.3-Conduites en PEHD: [4]****a- Les avantages:**

- le PEHD résiste pratiquement à tous les liquides corrosifs tels que les solutions salines, les acides, les bases,...etc. Les tubes PEHD ont un excellent comportement en véhiculant des eaux très agressives et très chargées.
- l'élasticité et la flexibilité des tubes leur permettent d'absorber les affaissements de terrains éventuels dus à des mouvements du sous-sol, de supporter d'importantes surcharges inhérentes à la circulation routière, et de diminuer les effets provoqués par des ruptures accidentelles.
- l'excellente finition des surfaces internes des tubes (PEHD) permet de les définir comme étant « Hydrauliquement lisses » ; une telle caractéristique réduit considérablement les pertes de charge des conduites (PEHD), par rapport aux conduites conçues avec d'autres matériaux.
- Ils sont faciles à poser, avec la possibilité d'enroulement pour les petits diamètres.
- Ces tubes sont facilement manipulés et transportés grâce à leur légèreté ; les tubes sont environ 4 fois plus légers que les tubes fabriqués avec des matériaux traditionnels.
- Ils répondent parfaitement aux normes de potabilité.
- Tous les appareils tels que les vannes, les ventouses et les pompes, se montent facilement sur les tubes en PEHD, grâce à des systèmes adéquats.
- Se raccorde facilement aux réseaux existants (fonte, acier...etc.).
- Durée de vie théorique de 50 ans.
- Résiste à l'entartrage et à la corrosion.

**b. Les inconvénients:**

- Toutefois, malgré les avantages cités, les tuyaux en PEHD résistent peu aux hautes pressions (pression nominales maximale 30 bars).
- Nécessite une grande technicité pour la jonction.

#### IV.5.4-Conduites en PVC: [4]

##### a- Les avantages:

- Les tubes en PVC sont 5 à 8 fois plus légers que les tubes traditionnels (acier fonte).
- La finition des surfaces internes des tubes (lisses) réduit considérablement les pertes de charges comparativement à d'autres matériaux.
- Une faible rugosité qui se maintient au long des années.
- Une bonne résistance chimique à la solution saline, acide et solution oxydable.
- Le PVC ne subit ni entartrage ni corrosion grâce à son inertie chimique.
- Pose de canalisation facile.
- Les tuyaux ont une longueur de 4 à 6m.

##### b. Les inconvénients:

- le risque de rupture.
- Une pression nominale inférieure à 20 m.
- Ils sont rigides.

##### Conclusion :

Suite aux inconvénients que présentent les matériaux métalliques et à base de ciment. Nous avons opté pour des canalisations en matériaux plastiques, et puisque le PEHD présente plus d'avantages que le PVC (résiste mieux aux remblais et aux fortes pressions) nous l'avons choisi pour notre adduction.

#### IV.6-Calcul hydraulique : [5]

##### IV.6.1-Cas de refoulement :

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

$$D_{ec} = \sqrt{Q} \quad (\text{Relation de Bonin}) \dots\dots\dots (IV.1)$$

$$D_{ec} = 1,5 * \sqrt{Q} \quad (\text{Relation de Bresse}) \dots\dots\dots (IV.2)$$

Dec : diamètre économique de la conduite (m) ;

Q : débit véhiculé par la conduite (m<sup>3</sup>/s).

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

- **Hauteur manométrique totale :**

La hauteur manométrique totale sera calculée de la manière suivante :

$$H_{mt} = H_g + \sum \Delta h \quad \dots\dots\dots (IV.3)$$

$H_g$  : Différence de niveau entre le plan d'aspiration et le plan de refoulement (m).

$\sum \Delta h$  : Somme des pertes de charge linéaires et singulières (m).

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

$$\sum \Delta h = 1,10 * \Delta h_p^{lin} \quad \dots\dots\dots (IV.4)$$

$\Delta h_p^{lin}$  : Pertes de charge linéaires (m).

$$\Delta h_p^{lin} = \frac{8 * \lambda * L * Q^2}{\pi^2 * g * D^5} \quad \text{(Formule de Darcy-Weisbach)} \quad \dots\dots\dots (IV.5)$$

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

$Q$  : Débit à refouler (m<sup>3</sup>/s).

$L$  : Longueur géométrique de la conduite (m).

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

$$\lambda = (1,14 - 0,86 \ln \frac{\varepsilon}{D})^{-2} \quad \text{(Formule de Nikuradzé)} \quad \dots\dots\dots (IV.6)$$

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

**Remarque :** Dans les calculs introduisant le coefficient  $\lambda$ , ce dernier est estimé par (IV.6)

- **Puissance de pompage :**

$$P = \frac{\rho g * H_{mt} * Q}{\eta} \quad \dots\dots\dots (IV.8)$$

$P$  : puissance absorbée par la pompe (KW).

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

$H_{mt}$  : Hauteur manométrique totale (m).

$\eta$  : rendement de la station de pompage (65÷90)%

- **Energie consommée par le pompage :**

L'énergie consommée par la station de pompage le long d'une année est le produit de la puissance de pompage et du temps (heures) de pompage par année.

$$E = P * t * 365 \dots \dots \dots (IV.9)$$

E : énergie consommée pendant une année (KWh).

P : puissance de pompage (KW).

t : temps de pompage par jour (h).

- **Dépense annuelle de l'énergie :**

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

$$K = \delta * E \dots \dots \dots (IV.10)$$

K : Dépenses annuelles d'énergie (DA).

E : Energie consommée par année (KWh).

$\delta$  : Prix du KWh, varie trois fois par jour (voir le tableau IV.1).

Tableau IV.1: Variation journalière des tarifs de l'énergie.

Périodes	Horaires	Nombre d'heure	Prix du KWh d'énergie
		(H)	(DA)
Heures pleines	06h-17h	11	4,98
Heures de pointes	17h-21h	4	8,35
Heures creuses	21h-06h	9	0,68

Vu la variation journalière des tarifs du KWh d'énergie, on recommande un régime de fonctionnement des forages de 20h/24 heures.

Le prix moyen du KWh pendant les 20 heures de pompage est tel que :

$$\Rightarrow \delta = 4,58 \text{ DA}$$

- **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 :

$$A = \frac{i}{(1+i)^n - 1} + i \quad \dots\dots\dots (IV.11)$$

A : Frais d'amortissement (%).

i : Taux d'annuité ; i = 8 %.

n : Durée de l'amortissement de la conduite, n = 50 ans.

A.N : 
$$A = \frac{0,08}{(1+0,08)^{50} - 1} + 0,08 \Rightarrow A = 0,0817$$

#### IV.6.2- 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 :

$$\Delta H_t = \frac{K' * L_e * Q^\beta}{D_{av}^m} \quad \dots\dots\dots (IV.12)$$

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

K' : Coefficient de perte de charge.

$L_e$  : Longueur équivalente de la conduite (m).      Tel que :       $L_e = L_g + L_{e_s}$

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

$L_{e_s}$  : Longueur équivalente des pertes de charge singulière (m).

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

$$\Delta H_t = 1,10 * \Delta H_p^{lin} \Rightarrow L_e = 1,10 * L_g$$

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

$D_{av}$  : 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 IV.2.

Tableau IV.2 : Coefficients  $K'$ ,  $m$ ,  $\beta$  pour différents types de 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

On déduit alors le diamètre calculé de la conduite gravitaire :

$$D_{av} = \sqrt[m]{\frac{K' * L_e * Q^\beta}{\Delta H_t}} \dots\dots\dots (IV.13)$$

On opte pour des conduite en PEHD et on prend :  $K' = 0,001052$  ;  $\beta = 2$  ;  $m = 4,772$

#### IV.7-Proposition de variantes :

Comme déjà cité auparavant dans notre étude, il s'agit d'une adduction mixte (refoulement et gravitaire) où les forages alimentent le réservoir tampon par refoulement, puis le passage gravitaire vers les réservoirs.

Donc le choix de la variante, revient à choisir la côte d'emplacement du réservoir tampon qui obtenue à partir d'un calcul technico-économique.

##### ✓ Variante N°1 :

Dans cette variante on va opter pour une adduction mixte, c'est-à-dire que le projet se compose d'un tronçon en refoulement suivi d'un autre gravitaire.

En effet l'eau est pompée immédiatement en aval de champ de captage de Chaabat El Hamra jusqu'à un réservoir de relais situé à son Nord-Est vers la côte 1040 NGA puis gravitairement jusqu'au réservoir d'Ain Lahdjar en passant par Mechta Akirouane.

##### ✓ Variante N°2 :

Cette variante est semblable à la première variante mais l'emplacement du réservoir tampon diffère que lors d'autre variante telle qu'il est installé à une côte de 1030 mNGA.

## IV.8-Analyse des variantes :

### IV.8.1-Variante N°1 :

C'est une adduction mixte refoulement-gravitaire, donc pour le dimensionnement ces deux parties doivent être étudiées à part.

#### IV.8.1.1-Refoulement :

Le choix du diamètre économique d'une tuyauterie résulte d'un compromis entre les dépenses d'investissement et les dépenses d'exploitation.

- **Calcul des frais d'investissement :**

Le tableau IV.3 suivant présente les dépenses d'investissement correspondant aux différents diamètres.

Tableau IV.3 : Variation des frais d'investissement en fonction du diamètre.

Ø (mm)	Prix du ml (DA /m)	L (m)	PRIX (DA)	ANNUITE	Investissements (DA)
160	1204,65	1109,30	1336318,25	0,0817	109177,20
200	1829,83	1109,30	2029830,42	0,0817	165837,15
250	2890,41	1109,30	3206331,81	0,0817	261957,31
315	4479,51	1109,30	4969120,44	0,0817	405977,14
400	7374,35	1109,30	8180366,46	0,0817	668335,94

- **Calcul des frais d'exploitation :**

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

Moyennant les formules (IV.3), (IV.4), (IV.5) et (IV.6), on calcule les hauteurs manométriques totales correspondant aux différents diamètres.

Moyennant les formules (IV.8), (IV.9) et (IV.10), on calcule les dépenses d'exploitation correspondant aux différents diamètres.

Les résultats sont représentés dans le tableau IV.4ci-après :

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

Après avoir calculé les frais d'investissements et ceux d'exploitations on va faire la somme de ces frais pour calculer le bilan total des coûts par laquelle on va tirer le diamètre le plus économique pour notre projet.

Les frais d'investissements et d'exploitations sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau IV.5 : Bilan des frais d'investissement et d'exploitation.

Ø (mm)	Investissements (DA)	Dépenses annuelles (DA)	Total (DA)
160	109177,20	1734935,09	1844112,29
200	165837,15	1244445,57	1410282,72
<b>250</b>	<b>261957,31</b>	<b>1090668,64</b>	<b>1352625,95</b>
315	405977,14	1041546,78	1447523,92
400	668335,94	1026439,41	1694775,35

À partir de ce tableau on va illustrer graphiquement les résultats obtenu lors du calcul des investissements et du coût de l'exploitation et on aura ainsi une courbe d'optimisation.

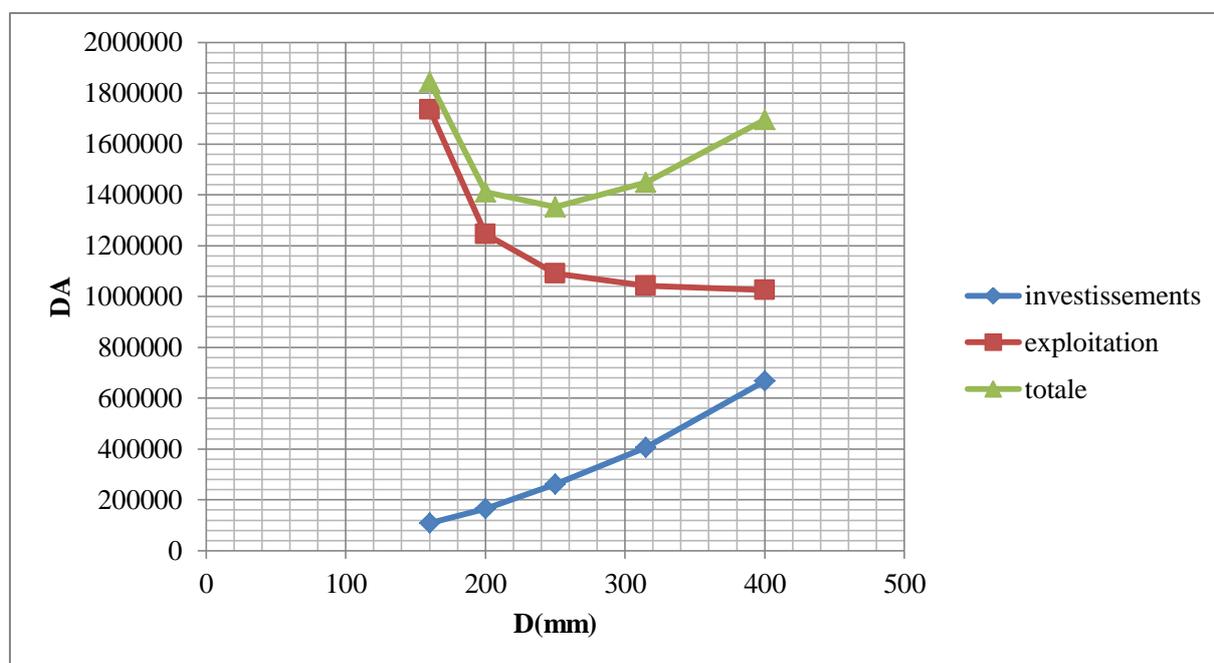


Figure IV.1 : Bilan des frais d'investissement et de l'exploitation.

**Interprétation de la figure IV.1:**

D'après la courbe d'optimisation le diamètre économique est le diamètre **250 mm**.

**Vérification de la vitesse de refoulement :**

$$V_{\text{ref}} = \frac{Q}{S} = \frac{4Q}{\pi D^2} = 0,75 \text{ m/s}$$

$$V_{\text{ref}} < 2,5 \text{ m/s}$$

La vitesse est parfaitement admissible est donc le diamètre économique est le diamètre 250mm.

**IV.8.1.2-Gravitaire :**

Le dimensionnement de ce tronçon sera par le biais de la détermination du diamètre le plus avantageux mais de sorte à éviter l'écrêtement de la ligne de charge et d'avoir des surpressions dans les points bas de l'adduction gravitaire.

Le diamètre de l'adduction étant inconnu, donc on va se baser sur le calcul de ce dernier par l'intermédiaire de la charge disponible Hd.

$$\text{Telle que } H_d = 1040 - 994 = 46\text{m}$$

Mais par hypothèse on suppose que la charge disponible est égale à la perte de charge engendrée dans la conduite.

$$\text{D'où } \Delta H = H_d$$

En appliquant la formule universelle de perte de charge de Darcy Weisbach (IV.2):

$$D_{av} = \sqrt[m]{\frac{k' \times L_e \times Q^\beta}{\Delta H}}$$

Donc on trouve :

$$D_{av} = \sqrt[4,772]{\frac{0,001052 \times 9280,30 \times 0,031^2}{46}} = 0,168\text{m}$$

Le diamètre le plus avantageux calculé est de 168 mm mais il faut le normaliser, mais avant on va vérifier est ce que la ligne de charge engendrée par le diamètre unique et qui est une ligne droite reliant les deux réservoirs, va-t-elle écrêter le terrain naturel.

Après vérification, on remarque que le risque d'écrêtement du terrain naturel par la ligne de charge est nul, donc on va normaliser cette adduction de sorte à assurer sa protection et longévité dans le temps.

- Le diamètre le plus avantageux calculé auparavant est de 0,168 m, il est compris entre les diamètres normalisés 160mm et 200mm, donc on va adopter une adduction à deux conduites en série composé de Ø160 et Ø200.

La perte de charge engendrée s'écrit :

$$\Delta H = K' \times Q^\beta \times \left( \frac{l_1}{D_1^m} + \frac{l_2}{D_2^m} \right)$$

$$D'où : \Delta H = 0,001052 \times 0,031^2 \times \left( \frac{x}{D_1^{4,772}} + \frac{l-x}{D_2^{4,772}} \right)$$

Alors l'équation précédente se transforme en une équation à un seul inconnu (x).

Après résolution on trouve :

$$x = 2128,52 \text{ m.}$$

Alors on va avoir un Ø200 sur une longueur de 2128,52 suivis de Ø160 sur une longueur de 7151,77 m.

- Calcul des frais d'investissement :**

Tableau IV.6 : les frais d'investissement.

Ø (mm)	Prix du ml (DA /m)	L (m)	PRIX (DA)	ANNUITE	Investissements (DA)
160	1779,29	7151,77	12725072,84	0,0817	1039638,45
200	2794,15	2128,52	5947404,16	0,0817	485902,92

#### IV.8.1.3-Récapitulation :

Tableau IV.7: Récapitulation des résultats.

Variante N°1		
Refoulement	Gravitaire	totale
1352625,95	1525541,37	2878167,32

**IV.8.2-Variante N°2 :**

En essayant de suivre les mêmes étapes précédentes, par laquelle on va déterminer le cout de la deuxième variante.

**IV.8.2.1-Refoulement :**

- **Calcul des frais d'investissement :**

Le tableau IV.8 suivant présente les dépenses d'investissement correspondant aux différents diamètres.

Tableau IV.8 : Variation des frais d'investissement en fonction du diamètre.

Ø (mm)	Prix du ml (DA /m)	L (m)	PRIX (DA)	ANNUITE	Investissements (DA)
160	1204,65	1109,30	1336318,25	0,0817	109177,20
200	1829,83	1109,30	2029830,42	0,0817	165837,15
250	2890,41	1109,30	3206331,81	0,0817	261957,31
315	4479,51	1109,30	4969120,44	0,0817	405977,14
400	7374,35	1109,30	8180366,46	0,0817	668335,94

- **Calcul des frais d'exploitation :**

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

Ø (mm)	Hg (m)	Hmt (m)	Puissance (Kw)	Prix unitaire (DA/Kw)	Consommation Annuelle (Kwh)	Dépenses annuelles (DA)
160	48,85	90,07	46,71	4,58	340954,20	1561570,25
200	48,85	61,78	32,04	4,58	233860,42	1071080,73
250	48,85	52,91	27,44	4,58	200284,67	917303,80
315	48,85	50,08	25,97	4,58	189559,38	868181,94
400	48,85	49,21	25,52	4,58	186260,82	853074,56

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

Les frais d'investissements et d'exploitations sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau IV.10 : Bilan des frais d'investissement et d'exploitation.

Ø (mm)	Investissements (DA)	Dépenses annuelles (DA)	Totale (DA)
160	109177,20	1561570,25	1670747,45
200	165837,15	1071080,73	1236917,87
<b>250</b>	<b>261957,31</b>	<b>917303,80</b>	<b>1179261,11</b>
315	405977,14	868181,94	1274159,08
400	668335,94	853074,56	1521410,50

À partir de ce tableau on va illustrer graphiquement les résultats obtenu lors du calcul des investissements et du coût de l'exploitation et on aura ainsi une courbe d'optimisation.

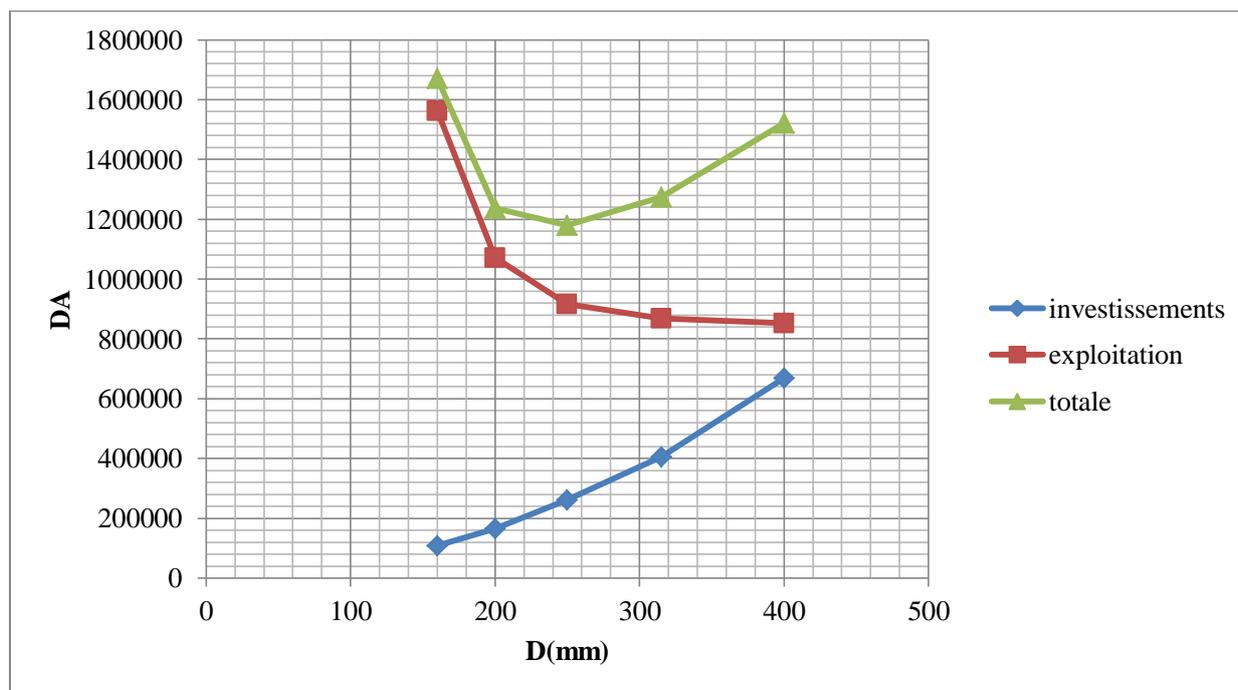


Figure IV.2 : Bilan des frais d'investissement et de l'exploitation.

#### Interprétation de la figure IV.2:

D'après la courbe d'optimisation le diamètre économique est le diamètre **250 mm**.

#### IV.8.2.2- Gravitaire :

Les résultats sont représentés dans le tableau IV.11 ci-après :

Tableau IV.11 : les frais d'investissement.

Ø (mm)	Prix du ml (DA /m)	L (m)	PRIX (DA)	ANNUITE	Investissements (DA)
160	1779,29	4547,66	8091605,96	0,0817	661084,21
200	2794,15	4732,63	13223678,11	0,0817	1080374,50

#### IV.8.2.3-Récapitulation :

Tableau IV.12: Récapitulation des résultats.

<b>Variante N°2</b>		
<b>Refoulement</b>	<b>Gravitaire</b>	<b>totale</b>
1179261,11	1741458,71	<b>2920719,82</b>

#### IV.9- Discussion des résultats

On a fait une étude préalable des différentes variantes qui est loin d'être méticuleuse mais qui va nous permettre de faire le choix de la variante à adopter dans la suite du projet .Donc on va faire une récapitulation des résultats obtenus :

Tableau IV.13 : Tableau récapitulatif des résultats des variantes N°1 et N°2

	<b>Variante N°1</b>	<b>Variante N°2</b>
<b>Refoulement</b>	1352625,95	1179261,11
<b>Gravitaire</b>	1525541,37	1741458,71
<b>Totale</b>	<b>2878167,32</b>	2920719,82

Donc à première vue, On remarque que la variante N°1 est nettement plus économique que la variante N°2, donc la variante choisit est la variante N°1 c'est à dire une adduction mixte qui est constituée d'une partie en refoulement et une autre gravitaire, et un réservoir tampon qui reliant les deux parties. Dont le réservoir tampon il est installé à une côte de **1040 m**.

Tableau IV.14 : Tableau récapitulatif des différents tronçons de l'adduction.

	tronçon 1		tronçon 2	
	Forage	réservoir tampon	réservoir tampon	Réservoir de distribution
<b>Débit (m3/s)</b>	0,037		0,031	
<b>Type d'écoulement</b>	en charge		en charge	
<b>Diamètre (mm)</b>	250		200	160
<b>Longueur (m)</b>	1109,30		2128,52	7151,77
<b>Vitesses (m/s)</b>	0,75		0,987	1,54
<b>Cout (DA)</b>	1352625,95		1525541,37	

**IV.10-Conclusion :**

L'étude de l'adduction nous a permis de récapituler notre projet par une étude technico-économique de l'adduction :

-L'adduction par refoulement constituée un station de pompage, la conduite à une longueur de 1109,30 m et un diamètre de 250mm.

-L'adduction gravitaire à une longueur totale des conduites de 9280,29 m et des diamètres de 200 mm et 160 mm.

# **Chapitre V**

## **Pompage des eaux**

### V.1-Introduction :

La topographie de notre région d'étude et la position de la source d'alimentation, peut nécessiter la construction d'une station de pompage qui permet de fournir une charge pour faire passer à l'aspect accidentel du terrain.

Ce chapitre a pour but, la détermination du type de pompe, adapté à l'usage de notre projet et qui va nous permettre d'assurer la charge et le débit demandés, tout en tenant compte des conditions de bon fonctionnement hydraulique du réseau.

### V.2-Définition de la pompe: [6]

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

### V.3-Fonctionnement de la pompe: [6]

Les pompes centrifuges fonctionnent suivant le principe d'une mise en rotation du fluide à pomper dans une roue tournant à grande vitesse ( $\sim 600 - 3500 \text{ tr.mn}^{-1}$ ). En sortie de roue, le fluide est canalisé dans un diffuseur, puis ralenti dans une volute, et la pression dynamique acquise au niveau de la roue (énergie de vitesse ou cinétique) est transformée en pression statique (énergie de pression).



Figure.V.1. Pompe multicellulaire à axe vertical.

#### V.4-Choix du type de Pompe :

Les critères de choix du type de pompe sont :

- Assurer le débit appelé *Q<sub>app</sub>* et la hauteur *HMT*.
- Meilleur rendement.
- Vérifier la condition de non cavitation.
- Encombrement et poids les plus faibles.
- Vitesse de rotation la plus élevée.
- Puissance absorbée minimale.
- Etre fabriquée en série.
- Doit répondre à la construction du Bâtiment la plus économique.

#### V.5-Couplage des pompes :

On distingue deux types de couplage des pompes :

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

#### V.6-Choix du nombre de pompes :

Les critères de choix du nombre de pompes sont :

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

#### V.7-Refoulement : Forage(F2)- réservoir tampon.

D'après les données recueillies et le choix du diamètre économique dans les chapitres précédents, le débit appelé est de 0,037 m<sup>3</sup>/s c'est-à-dire la pompe choisi doit refouler un débit total journalier de 2667,64 m<sup>3</sup> pendant 20 heures et la hauteur manométrique totales nécessaire est de 62,91m.

On a quatre types de pompe qu'on peut les utiliser dans le pompage des eaux souterrains sont : pompes noyées à transmission, le groupe immergé à axe vertical et les groupe immergé à axe horizontal, hydro éjecteur et les pompes à émulsion.

Le type de pompes utilisées en majorité au niveau des forages, sont des pompes immergées multicellulaires (pompes **CAPRARI**).

On a opté pour le choix des pompes immergées de marque CAPRARI.

Tableau V.1 : Données technique des pompes CAPRARI.

n	$Q_{\text{appelé}}$ ( $\text{m}^3/\text{s}$ )	$\text{HMT}_{\text{appelée}}$ (m)	Type de pompe	$\eta$ (%)	HMT (m)	Vitesse (tr/min)	$P_{\text{abs}}$ (Kw)	(NPSH) <sub>r</sub> (m)
1	0,037	62,91	E12S50	73,6	63,7	2900	34,1	5,04

### V.8-Courbes caractéristique de pompe :

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

[H-Q], [ $P_{\text{abs}} - Q$ ], [ $\eta - Q$ ] et [(NPSH)<sub>r</sub> - Q].

Les courbes caractéristiques de la pompe [H-Q], [ $P_{\text{abs}} - Q$ ], [ $\eta - Q$ ] et [(NPSH)<sub>r</sub> - Q] sont retirées à partir du logiciel de CAPRARI.

Ces courbes sont Représentées par la figure V.2 :

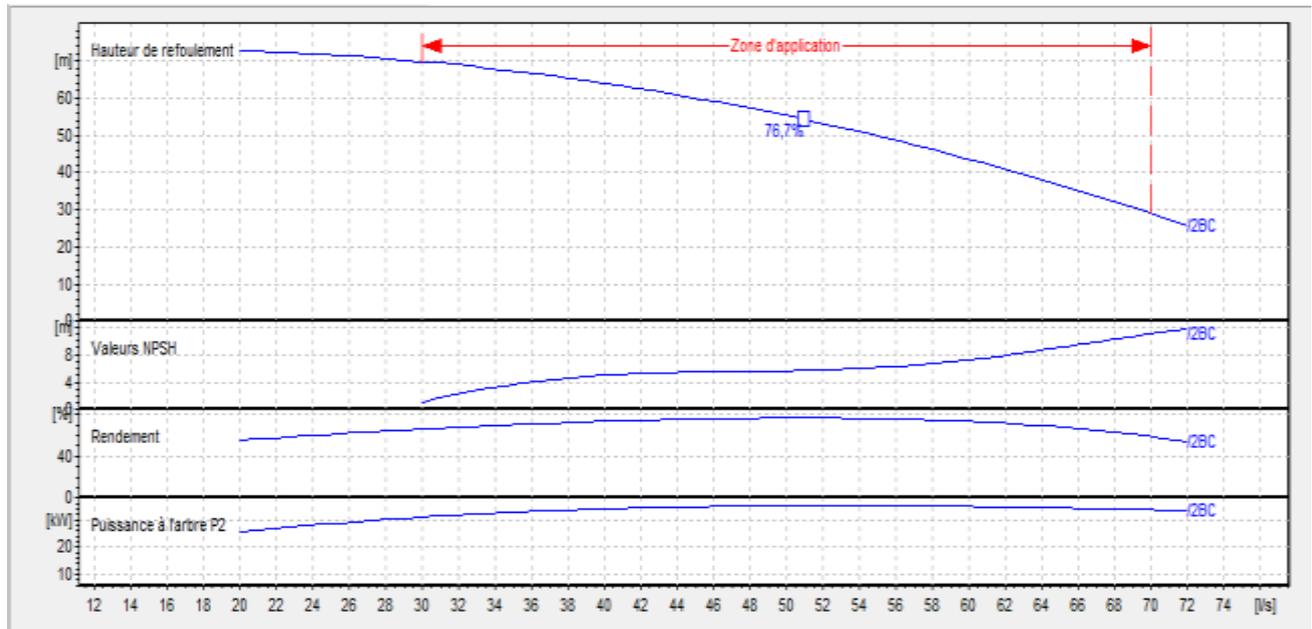


Figure V.2 : Les courbes caractéristiques de la pompe.

**V.9-Point de fonctionnement de pompe :**

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

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

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

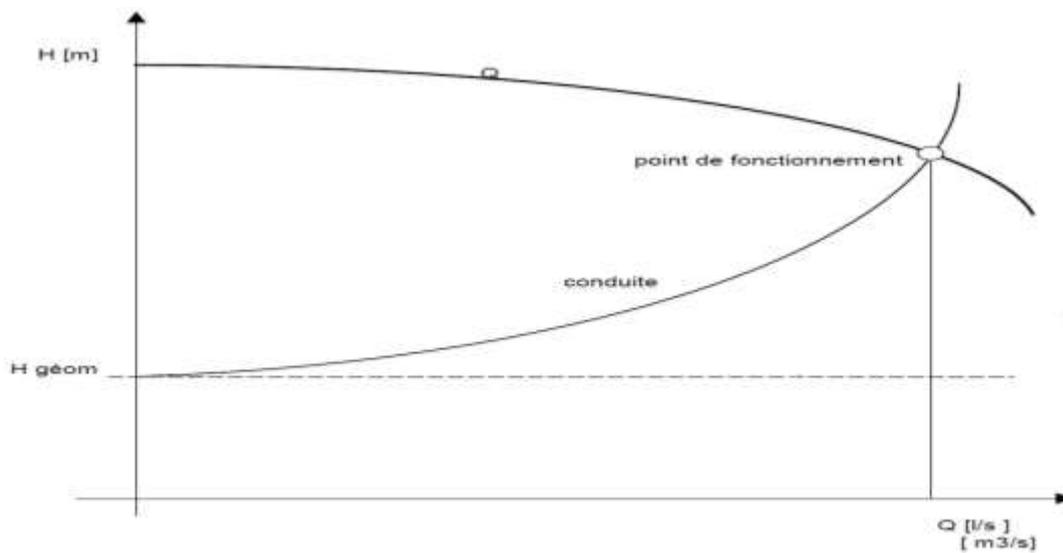


Figure V.3 : Détermination de point de fonctionnement.

**V.10-Courbe caractéristique de la conduite :**

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

$$H_c = H_g + \sum \Delta H \dots\dots\dots(V.1)$$

Avec : H<sub>g</sub> : hauteur géométrique (m) ;

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

Dont :

$$\sum \Delta H = 1,1 \times \sum h_p^{Linéaire} \dots\dots\dots (V.2)$$

Et : 
$$h_p^{Linéaire} = \frac{8 \times \lambda \times L \times Q^2}{g \times \pi^2 \times D^5} \dots\dots\dots (V.3)$$

Ou bien : 
$$h_p^{Linéaire} = \frac{k' \times L \times Q^\beta}{D^m} \dots\dots\dots (V.4)$$

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

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

L : Longueur de la conduite (m).

Q : Débit refoulé par la pompe ( $m^3/s$ ).

D : Diamètre économique de la conduite de refoulement (m).

g : Accélération de la pesanteur ( $m/s^2$ ).

Résultats obtenus sont mis sous forme de graphe voir figure.V.4.

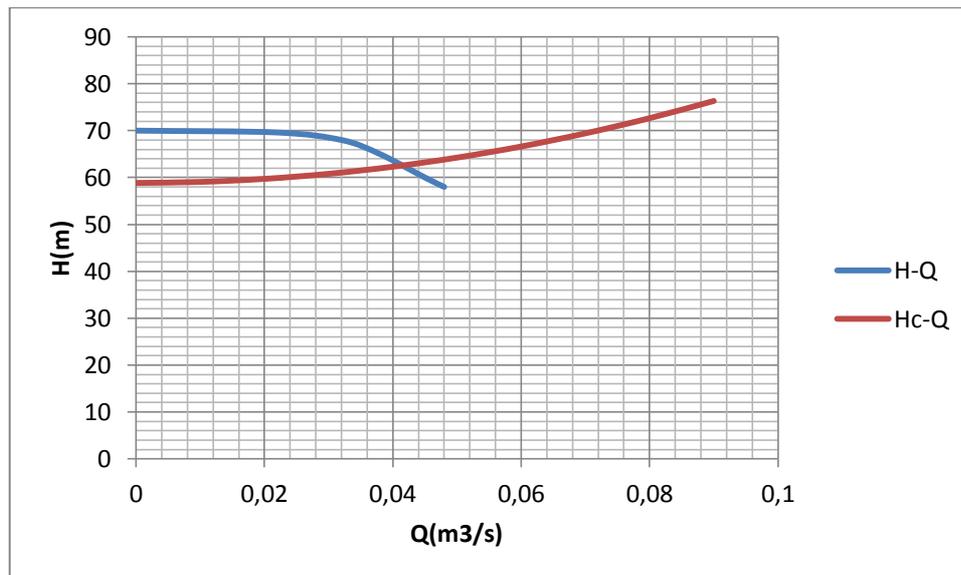


Figure V.4 : Le point de fonctionnement de pompe.

#### Interprétation de la figure V.4:

Dans la figure on a illustré Courbes caractéristiques de la pompe et Courbes caractéristiques de la conduite et d'après cette figure On obtient le point de fonctionnement suivant :

- $Q_{pf} = 0,040 m^3/s$ .
- $H_{pf} = 63,7m$ .

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

**V.11-Adaptation de pompe aux conditions de fonctionnement données:**

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

**Débit pompé > Débit demandé :**

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

1. Réglage qualitatif : Diminution de nombre de tours par minute si la vitesse de rotation de la pompe est variable.
2. Réglage quantitatif : (ou bien le vannage) c'est à dire nous fermons un peu le robinet vanne de refoulement.
3. Rognage : On rogne la roue de la pompe de telle façon à ne pas baisser le rendement.
4. Augmentation des pertes de charge dans les conduites de refoulement : par des diffuseurs ou bien des rétrécissements brusques, les coudes.
5. Diminution des heures de pompage.
6. Changement complètement du type de la pompe.

**Débit pompé < Débit demandé :**

Dans ce cas-là, il faut faire soit :

1. Quantitatif : augmentation de la vitesse de rotation de la pompe.
2. Changement de type de pompe.
3. Accouplement des pompes.

**Remarque :** Si on tombe dans un cas où  $Q_p \approx Q_d$  ce n'est pas la peine de faire un réglage.

Dans notre cas  $Q_p \approx Q_d$  donc on n'aura pas besoin d'aucun mode de réglage.

**V.12- Etude de la cavitation : [6]****V.12.1-Définition de la cavitation :**

C'est la perturbation de l'écoulement de liquide, c'est-à-dire la formation des cavités ou de poches ou bulles de vapeur, ou gaz dissout dans l'eau.

L'aspiration de liquide est effectué sous l'effet de la différence entre la pression atmosphérique qui agit sur la surface libre de liquide est la pression absolue à l'entrée de la pompe qui est inférieur à la pression atmosphérique.

Si la diminution de la pression absolue à l'entrée de la pompe est dessous d'un limite bien déterminer peut entrainer la cavitation, qui se développe à l'intérieur d'une pompe c'est-à-dire la pression absolue devient inférieure à la tension de vapeur de liquide.

Cette cavitation dure dans le temps, peut entrainer des endommagements de certaine partie de la pompe.

### V.12.2-Les effets de la cavitation

- 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.
- 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 (chute de performance).
- détérioration de la pompe.

### V.12.3-La hauteur d'aspiration admissible

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

$$(NPSH)_d > (NPSH)_R$$

$(NPSH)_R$  : Charge nette d'aspiration requise, elle est donnée par le constructeur ;

$(NPSH)_d$ : Charge nette d'aspiration disponible, elle est égale à :  $(NPSH)_d = (NPSH)_R + r$

$r$  : marge de sécurité,  $r = (0,3 - 0,5) \text{ m}$  ; On prend:  $r = 0,3 \text{ m}$ .

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

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

$$ha^{ad} = (NPSH)_R + r - \frac{P_{at}}{\varpi} + \frac{P_v}{\varpi} + \frac{v^2}{2g} + \sum hp_{asp} \dots \dots \dots (V.5)$$

Avec :

$\frac{P_{atm}}{\varpi}$  : Dépend de l'altitude d'implantation de la station de pompage (voir tableau. V.2)

$\frac{P_v}{\varpi}$  : dépend de température du liquide pompé (voir tableau. V.3)

Tableau V.2 : Pression atmosphérique en fonction de la côte.

H (m)	- 50	0	100	300	500	1500	2000
$\frac{P_{atm}}{\varpi}$ (m)	10.86	10.33	10.2	10.06	9.7	8.6	8.4

Tableau V.3 : Pression de vapeur en fonction de la température.

T (°C)	5	10	20	30	40	50	80	100
$\frac{P_v}{\varpi}$ (m)	0.09	0.12	0.24	0.43	0.75	1.25	4.82	10.33

D'où on tire les valeurs requises :

La côte de la station de pompage est de 1005,15 m NGA alors  $\frac{P_{atm}}{\varpi} = 9,15$  m

La température ambiante est considérée égale à 20°C donc  $\frac{P_v}{\varpi} = 0,24$  m

$$\sum h_{asp} = \frac{k' \times L \times Q^\beta}{D^m} = \frac{0.0179 \times 1.1 \times 2 \times 0,037^2}{0,23^{5,3}} = 0,13 \text{ m}$$

$V_{asp} = 0,89$  m/s (d'après le chapitre IV)

Alors :  $ha^{ad} = 5,04 + 0,3 - 9,15 + 0,24 + 0,04 + 0,13 = -3,4$  m

Donc on peut calculer le plan d'aspiration ou bien la côte de l'axe de la pompe telle que :

$$\Delta_{\text{axe de la pompe}} = \Delta_{\text{min}} - ha^{ad} + \eta$$

- Le niveau minimum du plan d'aspiration :  $\nabla_{\text{min}} = 980$  m

D'où :

$$\Delta_{\text{axe de la pompe}} = 980,15 + 3,4 + 0,3 = 983,85 \text{ m NGA}$$

### V.13-Choix du moteur électrique :

#### V.13.1-Critères de choix du moteur électrique :

Les critères de choix du moteur électrique sont :

- Puissance absorbée minimale ;
- Position de l'arbre de transmission horizontale ou verticale ;
- Tension d'alimentation en fonction de la puissance du moteur.

**V.13.2-Vitesse de rotation du moteur :**

La vitesse de rotation du moteur est donnée comme suit :

$$N_m = N_p \pm 200 \text{ tr/mn} \dots\dots\dots(V.6)$$

Où:

$N_m$  : Vitesse de rotation du moteur (tr/mn) ;

$N_p$  : Vitesse de rotation de la pompe (tr/mn),

**V.13.3-Puissance fournie par le moteur :**

La puissance qui devra être fournie par le moteur est calculée par la formule suivante :

$$P_m = \frac{\varpi * Q_{max} * HMT_{min} * K}{\eta_p * \eta_{acc} * \eta_m} \dots\dots\dots (V.7)$$

Où :

$P_m$  : Puissance du moteur (watt).

$\varpi$  : Poids volumique de l'eau,  $\varpi = 9810 \text{ N/m}^3$ .

$Q_{max}$  : Débit refoulé par une pompe.

HMT : Hauteur manométrique totale minimum.

$\eta_p$  : Rendement de la pompe.

$\eta_{acc}$  : Rendement de l'accouplement,  $\eta_{acc} = 0,93$ .

$\eta_m$  : Rendement du moteur,  $\eta_m = (92-95) \%$ , On prend :  $\eta_m = 92 \%$ .

$K$  : Coefficient de correction de puissance, il fonction de la puissance de la pompe ;

Tableau V.4: Coefficient de correction en fonction de la puissance.

$P_{abs}$ (Kw)	1-2	2-10	10-50	50-100	100-200	$> 200$
K	2	2 -1,3	1,3 - 1,2	1,2 - 1,1	1,1 - 1,05	1,05

AN :

$$P_m = \frac{9810 * 0,037 * 62,91 * 1,3}{0,723 * 0,93 * 0,92} \qquad P_m = 48,19 \text{ KW}$$

**V.14-Les accessoires de forage :(voir chapitre VII)**

- Coude.
- Partie électrique.
- Protection de niveau.
- Protection de phase.
- Manomètre (sortie de forages).
- Clapet (plusieurs types : clapet sandwich, clapet type anti retour).
- Manchettes de stabilisation (entre le coude et le compteur, pour la stabilité de turbulence d'eau avant le compteur).
- Débitmètre.
- Les vannes (vanne à opercule).
- Ventouse (au niveau des points plus hauts).
- Armoire électrique composé de tous les accessoires de protection (structure minimum) exige comme suite :
  - ✓ Un disjoncteur selon la puissance de la pompe.
  - ✓ Un contacteur selon la puissance de la pompe.
  - ✓ Le relai thermique.
- Autre équipement de protection :
  - ✓ Relai de niveau de forages (niveau de la nappe, contre la marche à sec), (système automatique).



Figure V.5 : Les équipements hydrauliques de forage.

**V.15-Cosignes d'exploitation :****V.15.1-Mise en marche :**

- 1) Démarrer la vanne de refoulement fermé.
- 2) Amorcer la pompe pour cette installation qui est en charge, ouvrir complètement la vanne d'aspiration.
- 3) Mettre en marche le moteur électrique, dès que le moteur atteint son régime, ouvrir le robinet de vanne de refoulement progressivement en surveillant le manomètre tout en fixant le débit demandé.

**V.15.2-Précaution à prendre au cours de services :**

- 1) Vérifier la température des paliers.
- 2) Vérifier le niveau d'huile dans le carter.
- 3) Vérifier le débit de fuite.

**V.15.3-Arrêts des pompes :**

- 1) Fermer la vanne de refoulement progressivement avant l'arrêt.
- 2) Arrêter le moteur suivant les instructions données par l'électricien.

**V.16-Conclusion :**

A travers ce chapitre nous avons déterminé le type de pompe, adapté à l'usage de notre projet et qui va nous permettre d'assurer la charge et le débit demandé. Pour assurer la longévité de ces appareils, un entretien périodique et une bonne gestion sont nécessaires.

# **Chapitre VI**

## **Protection de réseau d'adduction contre le coup de bélier**

### VI.1-Introduction :

Le coup de bélier est une étape du régime transitoire à paramètres hydrauliques prépondérants (pression, vitesse) sont rapidement variables dans le temps et dans l'espace. Les conduites d'adduction sont soumises au phénomène du coup de bélier dont la brutalité est susceptible d'entraîner les ruptures de tuyaux.

Dans ce chapitre on va étudier d'une manière précise ce phénomène, les risques qu'il présente et les moyens de protections. Cela va s'appliquer à l'ensemble de notre réseau d'adduction (refoulement- gravitaire).

### VI.2-Définition : [4]

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.

C'est le nom que l'on donne à une onde de choc hydraulique, lorsqu'un liquide non compressible comme l'eau, est stoppé net dans une canalisation. Autrement dit, c'est l'arrêt brutal de la circulation de l'eau.

### VI.3-Causes du coup de bélier : [4]

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

- L'ouverture ou la fermeture brusque 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.
- La modification de la vitesse d'une pompe.
- La disparition de l'alimentation électrique dans une station de pompage est cependant la cause la plus répandue du coup de bélier.
- La mise en marche ou la modification de l'opération d'une turbine.

### VI.4-Risques dus aux coups de bélier : [7]

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

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

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

- **Pression négatives** : apparait soit à la suite d'une forte pression, soit à suite d'un arrêt brusque de la pompe. si la pression devient inférieure à 10 m.c.e entraines une implosion de la conduite, cavitation, l'aspiration des joints, décollement de l'enduit interne de protection.
- **Fatigue de la conduite** : l'alternance des surpressions et des dépressions provoque la fatigue de la conduite.

#### **VI.5- Analyse physique du phénomène :**

##### **VI.5.1-Première phase :**

Lors de l'arrêt d'une ou plusieurs pompes, le débit à travers la station de pompage est brusquement interrompu. Les clapets anti-retour situés à l'aval des pompes se ferment alors pour éviter que la conduite ne se vide.

A l'aval de la station de pompage, une colonne d'eau a tendance à poursuivre son mouvement tandis que plus aucun débit ne provient de l'amont. L'eau ne se comporte alors plus de manière incompressible : une réduction locale de pression est provoquée, entraînant une décompression du fluide et, en conséquence, la contraction de la conduite.

##### **VI.5.2-Deuxième phase :**

Ce phénomène crée une disponibilité temporaire de la masse du liquide qui permet de maintenir en mouvement, durant quelques instants encore, la couche de fluide immédiatement en aval ; puis le mouvement cesse, la couche se décomprime et fournit un volume qui permet le mouvement de la couche suivante et ainsi de suite. Ainsi est engendrée une dépression qui se propage dans la conduite à la vitesse des ondes élastiques  $c$  jusqu'à ce que toute la conduite soit soumise à la dépression ainsi engendrée, soit après un temps  $T=L/c$ , où  $L$  est la longueur de la conduite entre les pompes et le réservoir.

##### **VI.5.3-Troisième phase :**

Il en résulte que la pression au passage de la conduite dans le réservoir est inférieure à la pression dans le réservoir, ce qui provoque un écoulement en sens inverse. Cette onde se propage du réservoir vers la station de pompage et atteint le clapet au bout d'un temps  $2T$ , à compter du début du phénomène

La couche de fluide près de la pompe est obligée de s'arrêter. Cette réduction d'énergie cinétique a pour effet une augmentation locale de la pression, ce qui provoque une compression du fluide et une distension de la conduite. Ce processus se transmet jusqu'au réservoir, où il arrive au bout du temps  $3T$ .

**VI.5.4-Quatrième phase :**

Quand cette onde de surpression atteint le réservoir, la pression du réservoir est inférieure à la pression de la conduite : l'écoulement s'inverse de nouveau pour revenir aux conditions initiales de pression et de vitesse, cette onde se propageant vers les pompes.

Au bout du temps  $4T$ , on se retrouve donc dans les conditions initiales : ce phénomène se poursuivrait indéfiniment si sous l'effet des pertes de charge, les ondes de dépression et de surpression ne se trouvaient pas progressivement amorties.

**VI.6- Protection de la conduite de refoulement contre le coup de bélier : [8]**

N'est sûrement pas possible de supprimer totalement l'effet du coup de bélier mais on peut arriver à limiter ceci à une valeur compatible à la résistance des installations que pour la conduite de refoulement ou autres.

Ils existent différents moyens de protection des installations contre le coup de bélier :

- Les volants d'inertie qui interviennent dans la protection contre les dépressions.
- Les soupapes de décharge qui interviennent dans la protection les surpressions.
- Les réservoirs d'air et les cheminées d'équilibre qui interviennent à la fois dans la protection contre les dépressions et les surpressions.

Mais pour notre étude, nous avons choisi comme moyen de protection un réservoir d'air grâce à quelques avantages qu'il présente :

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

**VI.7-Les réservoirs d'air :****VI.7.1-Principe de fonctionnement :**

L'alimentation continue de la veine liquide après disjonction du groupe peut être effectuée à l'aide d'une réserve d'eau accumulée sous pression dans une capacité métallique disposée à la station immédiatement à l'aval du clapet. Cette capacité contient de l'eau et de l'air. et en marche normale, la pression de cet air équilibre la pression dans la conduite au point considéré.

A la disjonction, le clapet se ferme, puisque la pompe ne fournit plus de pression : une partie de l'eau de la cloche est chassée dans la conduite. En effet, à ce moment, la pression de l'air de la cloche est encore supérieure à celle qui s'exerce à l'autre extrémité de la conduite, au réservoir.

Après diminution progressive, puis annulation de sa vitesse, l'eau de la conduite revient en arrière et remonte dans la cloche, augmentant la pression dans la conduite de refoulement.

**VI.7.2-Calcul des réservoirs d'air :**

Dans les installations de moyenne importance, l'appareil le plus simple et le plus sûr est le réservoir à air, muni ou non d'un diaphragme, placé dans les conditions de la figure qui suit.

Le calcul du réservoir d'air permet de déterminer les valeurs de la surpression et de la dépression maximales dans les conduites de refoulement et le volume du réservoir d'air.

Comme méthode de calcul, on distingue :

✓ Méthode de Vuibert :

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

✓ Méthode de Bergeron :

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

**Remarque :** Nous optons pour la méthode de Vuibert.

- **Application de la méthode de Vuibert :**

La valeur maximale de la suppression et de la dépression est donnée par la relation suivante :

$$\Delta H = \pm \frac{CV_0}{g} \dots \dots \dots (VI.1)$$

La surpression :

$$H_s = H_g + \Delta H \dots \dots \dots (VI.2)$$

La dépression :

$$H_d = H_g - \Delta H \dots \dots \dots (VI.3)$$

Avec :

$V_0$  : Vitesse d'écoulement en régime permanent (vitesse de refoulement) = 0,75 m/s.

$g$  : accélération de la pesanteur  $g = 9,81 \text{ m/s}^2$ .

$C$  : Célérité de l'onde (m/s).

$H_g$  : hauteur géométrique (m).

La célérité de l'onde C sera calculée par la formule améliorée par Mr. SALAH. B donnant la célérité d'onde du coup de bélier quand la conduite est enterrée.

$$C = \frac{\sqrt{\frac{K}{\rho}}}{\sqrt{1 + \frac{K * 2 * a * (1 - \nu_m^2) * (1 - \nu_s)}{(1 - \nu_m^2) * a * E_s + E_m * e_m * (1 - \nu_s)}}} \dots\dots\dots (VI.4)$$

K : Coefficient d'élasticité de l'eau ;  $K = 2,07 * 10^9$  Pascal.

$\rho$  : Masse volumique de l'eau ;  $\rho = 1000 \text{ kg / m}^3$

$E_m$  : module de Young du matériau de la conduite.  $E_m = 3,3 * 10^9$  Pa pour le PEHD.

$E_s$  : module de Young du sol ;  $E_s = 2 * 10^8$  Pascal.

$\nu_m$  : coefficient de poisson du matériau.  $\nu_m = 0,3$

$\nu_s$  : coefficient de poisson du sol entourant la conduite.  $\nu_s = 0,33$

$e_m$  : Epaisseur de la conduite (m).  $e_m = 14,8 \text{ mm}$  (chapitre IV).

a : rayon intérieur de la conduite (m). d'où :  $a = 110,2 \text{ mm}$  (chapitre IV).

**Application numérique :** on trouve pour des conduites en PEHD une valeur de la célérité d'onde en cas enterré de  $C = 575,49 \text{ m/s}$ .

$$\text{D'où : } \Delta H = \pm \frac{575,49 * 0,75}{9,81} = 43,99 \text{ m}$$

Donc on aura :

$$H_s = 58,85 + 43,99 = 102,84 \text{ m}$$

$$H_d = 58,85 - 43,99 = 14,86 \text{ m}$$

### Principe de la méthode de Vuibert :

$Z_0$  : la pression absolue en m.c.e pratiquement égale à :  $Z_0 = H_g + 10$

$H_g$  : étant la hauteur géométrique [m].

$U_0$  : volume d'air dans la cloche en régime permanent :

$$U_0 = \frac{V_0^2}{2gZ_0} \frac{LS}{f(Z/Z_0)} \dots\dots\dots (VI.5)$$

L : longueur de la canalisation (m).

S : section de la conduite ( $\text{m}^2$ ).

$$f\left(\frac{Z}{Z_0}\right) = \frac{Z_0}{Z_{\min}} - 1 - \log\left(\frac{Z_0}{Z_{\min}}\right) \dots\dots\dots(\text{VI.6})$$

Utilisation de l'abaque de Vuibert :(annexe 2)

$$\frac{U_0}{LS} = \frac{V_0^2}{2g} \frac{1}{Z_0} \frac{1}{f(Z/Z_0)} \dots\dots(\text{VI.7})$$

On pose :  $h_0 = \frac{V_0^2}{2g}$

$V_0$  : étant la vitesse d'écoulement initiale dans la conduite de refoulement.

On obtient :

$$\frac{U_0}{LS} = \frac{h_0}{Z_0} \frac{1}{f(Z/Z_0)} \dots\dots\dots(\text{VI.8})$$

Et par conséquent :

$$U_0 = LS \frac{h_0}{Z_0} \frac{1}{f(Z/Z_0)} \dots\dots\dots(\text{VI.9})$$

### Application :

La charge tenant compte du coup de bélier :

$$H_s = H_g + \frac{CV_0}{g} = 58,85 + 43,99 = 102,84 \text{ m}$$

La charge statique absolue :

$$Z_0 = H_g + 10 = 68,85 \text{ m}$$

La charge maximale absolue :

$$Z_{\max} = 102,84 + 10 = 112,84 \text{ m}$$

On aura donc :

$$\frac{Z_{\max}}{Z_0} = 1,63$$

$$h_0 = \frac{V_0^2}{2g} = 0,028 \quad \text{d'où :} \quad \frac{h_0}{Z_0} = 4,06 \times 10^{-4}$$

A partir de l'abaque de Vuibert (annexe VI.1) on obtient :  $\frac{U_0}{LS} = 4,2 \times 10^{-3}$

$$\frac{Z_{\min}}{Z_0} = 0,66$$

Sachant que : L étant la longueur de la conduite de refoulement et S sa section

Alors : 
$$U_0 = LS \times 0,0042 = \frac{\pi D^2}{4} \times 1109,3 \times 0,0042 = 0,177 \text{ m}^3$$

$U_0 Z_0 = U_{\max} Z_{\min}$  D'où  $U_{\max} = \frac{U_0 Z_0}{Z_{\min}}$

Donc :  $U_{\max} = \frac{0,1776}{0,66} = 0,269 \text{ m}^3$   $U_{\max} = 269 \text{ L}$

$U_{\max}$ : volume du réservoir d'air.

En tenant compte de la sécurité le volume de réservoir est  $U_{\max} + 100 \text{ L}$ .

$U_{\max} = 369 \text{ L}$

Le volume calculé est de 369L mais il faut le normaliser.

Donc :  $U_{\max} = 500 \text{ L}$  (Figure VI.5)

Les réservoirs sont de type horizontal cylindrique, munis de fond bombé et montés sur pied support. Ils seront réalisés en acier soudé, dont l'épaisseur sera déterminée en fonction de la pression maximale de fonctionnement.

#### VI.7.4- Installation du réservoir d'air :

Le réservoir d'air sera installé après le clapet (la pompe), à une distance « L » fonction du temps de fermeture de clapet et la célérité d'onde.

Elle est préférable de installé à l'extérieur du bâtiment de la station de pompage afin de réduire l'encombrement à l'intérieur de la salle des machines et de gagner sur son génie civil.

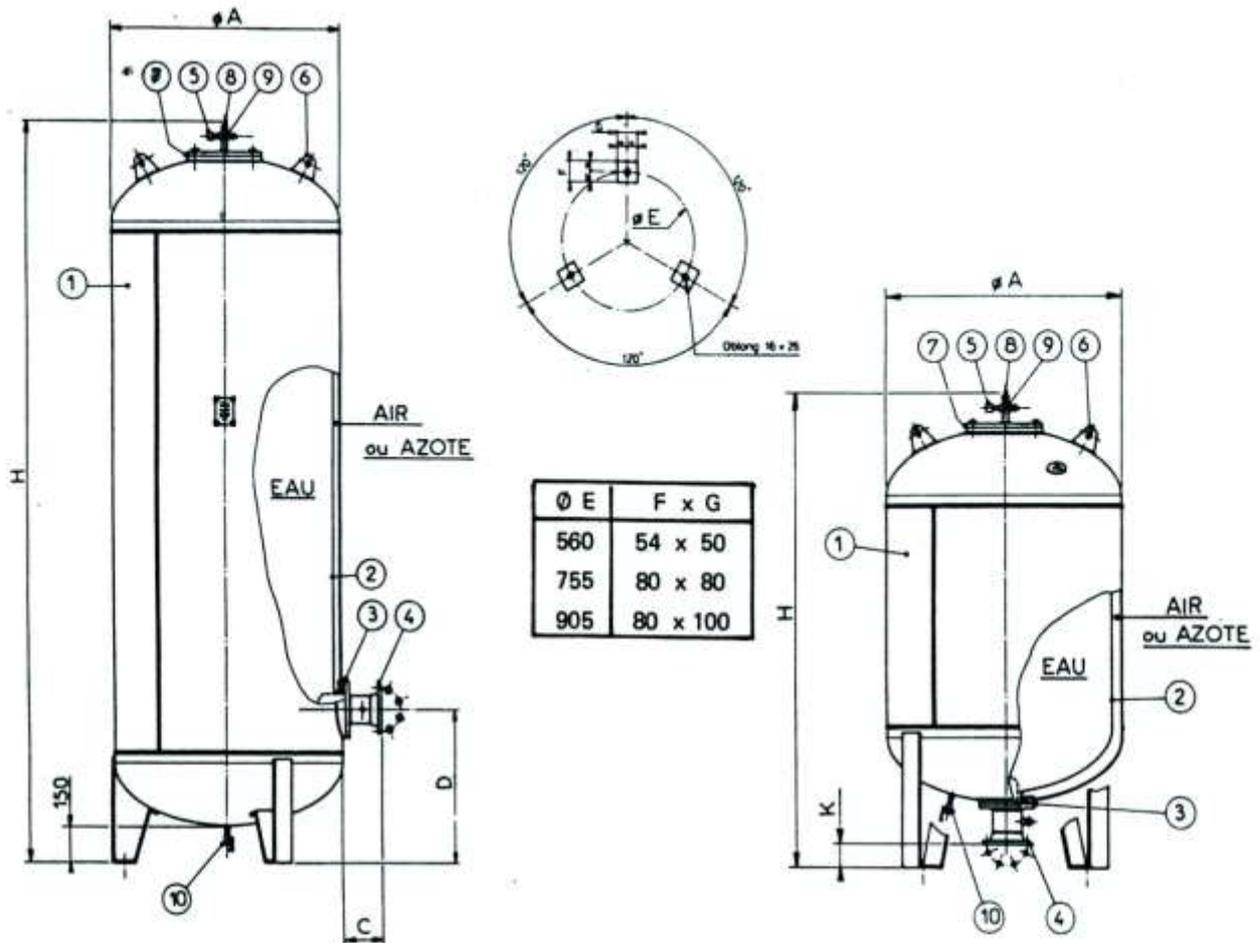
#### VI.7.5-Raccordement du réservoir d'air avec la conduite de refoulement :

Le fait de raccorder la cloche à air sur le refoulement sans interposer d'organe de freinage entrainerait une succession d'oscillation qui ne serait pas, ou que très peu amorties.

Il sera donc nécessaire de disposer à la base de la cloche un étranglement qui amortira rapidement les oscillations et permettra aussi de réduire le volume de la cloche.

Cet étranglement sera constitué :

- Soit par un diaphragme,
- Soit par une tuyère ;
- Soit par un battant à clapet percé.
- Dans notre cas on utilise des tuyères, parce qu'elle donne une plus grande perte de charge au retour de l'eau dans le réservoir d'air qu'à l'aller, dans le cas réservoir d'air-conduite.



1. Réservoir en tôle d'acier soudée. Protection peinture intérieure et extérieure.
2. Vessie en butyl alimentaire interchangeable.
3. Ensemble bride et contre-bride de serrage de vessie.
4. Sortie d'eau standard DN 50 ou 80 à bride PN 10. Option . DN 100, 125, 150.
5. Valve de gonflage protégée fileté mâle 1/2" gaz.
6. Pattes d'élingage.
7. Orifice de visite avec couvercle. Etanchéité par joint spécial.
8. Piquage mano 1/2" gaz.
9. Croix de liaison femelle 1/2" gaz sur air ou azote.
10. Purge 3/8" gaz sur Air ou Azote.

Capacité	Référence	Ø A	D	Ø E	H	Poids(kg)
100 litres	20300	630		560	810	62,5
200 litres	20301	630		560	1100	85
300 litres	20302	630		560	1460	100
500 litres	20303	630	550	560	2015	140
750 litres	20304	850	600	755	1765	220
1000 litres	20305	850	600	755	2215	265
1500 litres	20306	1000	630	905	2410	410
2000 litres	20307	1000	630	905	3070	490

Sortie	Référence	C	K	Poids (kg)
DN 50	22222 50 SIB	182	63	10,3
DN 80	22222 80 SIB	177	68	11,4
DN 100	22222 100 SIB	172	73	11,5
DN 125	22222 125 SIB	172	73	13
DN 150	22222 150 SIB	165	80	13,6

Figure VI.5: Schéma d'un réservoir d'air.

### VI.8- Protection de la conduite gravitaire contre le coup de bélier :

Tout comme les conduites en refoulement, les conduites gravitaires sont elles aussi menacées par les effets néfastes du coup de bélier et de la surpression qui est due au choc des particules liquides à la paroi du robinet vanne, alors l'énergie cinétique se transforme en énergie de déformation et puisque l'eau est incompressible donc la déformation est transmise à la conduite et le coup de bélier est né, et la conduite se dilate et le phénomène transitoire se propage instantanément sur toute la conduite via une onde de célérité  $C$  (m/s) et alors cette déformation se propage à l'amont de la conduite et qui constitue un danger pour la conduite.

Pour la protection de la conduite gravitaire contre le phénomène du coup de bélier, la seule protection consiste en l'étude de la loi de fermeture de la vanne sur cette conduite.

On a pour des conduites en PEHD une valeur de la célérité d'onde en cas enterré de

$$C = 575,49 \text{ m/s.}$$

Dans le chapitre III intitulé l'étude des réservoirs, pour le dimensionnement du réservoir tampon on a choisi un robinet vanne à opercule à fermeture lente d'une durée de 2h, ce qui nous emmène à traiter dans ce chapitre si ce temps est amplement suffisant pour la dissipation totale de l'onde du phénomène transitoire.

Il s'agit là d'une adduction constituée de plusieurs tronçons en série, d'où des vitesses différentes, alors pour avoir un résultat significatif on fait une moyenne telle que :

$$V = \frac{\sum V_i L_i}{\sum L_i}$$

On trouve  $V = 1,41 \text{ m/s}$

Le temps de retour de l'onde de déformation est régi par la formule suivante :

$$t_r = \frac{2 \times L}{C} \dots \dots \dots (VI.10)$$

Avec :  $t_r$  : le temps de retour de l'onde de déformation (s).

$L$  : longueur de la conduite gravitaire (m).

AN :

$$t_r = \frac{2 \times 9280,3}{575,49} = 32,25 \text{ s}$$

#### Remarque :

Après ce calcul et pour protéger notre conduite contre le coup de bélier, on prévoit des vannes à fermeture lentes ayant un temps de fermeture supérieur à **32,25 s**.

Donc le robinet vanne choisi va remplir correctement son rôle pour la protection de la conduite gravitaire.

**VI.9-Les techniques pour prévenir les coups de bélier :**

Puisque les surpressions et les dépressions peuvent endommager la canalisation, il faut toujours essayer de limiter cette surpression et dépression provoquée par le coup de bélier.

Les techniques les plus courantes pour prévenir les coups de bélier sont :

- Limiter la vitesse dans la conduite (la surpression et dépression est proportionnelle à la vitesse)
- Réduire la vitesse de manœuvre à la fermeture des vanne pour éviter le coups de bélier en prenant en compte que les deux premiers tiers de la manœuvre de fermeture sont sans risque alors que le dernier tiers pour obtenir l'obturation complète de la canalisation reste critique.
- Manœuvre progressivement tous les appareils hydrauliques du réseau.
- Installation de ventouses automatiques pour l'évacuation des poches d'air dans la conduite afin de prévenir la cavitation et la dépression.
- Utilisation des conduites avec des caractéristiques de résistance supérieures ou avec des parois plus épaisses.
- Installation de soupapes de décharge anti-bélier pour limiter la surpression dans la conduite.

**VI.10-Conclusion :**

Ce chapitre nous a permis de connaître la description physique du phénomène du coup de bélier ainsi que les différents moyens de protection des installations contre le coup de bélier.

Pour le régime transitoire on arrive à prendre un réservoir d'air d'une capacité moyenne égale à 500L pour la conduite de refoulement, et un robinet vanne à fermeture lente avec un temps de fermeture supérieur à 32,25 s pour la conduite gravitaire.

# **Chapitre VII**

## **Pose de canalisation et accessoires**

## **VII.1-Introduction:**

La pose de canalisation joue un rôle très important dans leur stabilisation, et leur durabilité, et par conséquent dans la durée de vie du réseau et son bon fonctionnement. Dans ce contexte, et dans le but d'obtenir une meilleure coordination des travaux sur terrain, nous allons exposer la pose de canalisation en général.

Le fonctionnement et l'exploitation d'un réseau d'AEP nécessitent, que l'on dispose un certain nombre d'accessoires parce qu'un réseau sans accessoires ne pourra jamais fonctionner à son bon rendement maximum notamment quand il est vétuste. C'est dans ce sens que les pièces et les appareils accessoires sont nécessairement utiles notamment pour mieux gérer un système d'alimentation en eau potable en général.

## **VII .2- Pose da la canalisation :**

### **VII.2.1- Choix et type de pose de canalisation :**

Afin de répondre au critère de bonne mise en œuvre, il existe plusieurs variantes de pose de conduites :

- la Pose en terre.
- la Pose en mauvais terrains.
- la Pose en galerie.
- la Pose en pentes.
- la Pose des conduites traversées des routes et voies ferrées.
- la Pose en immersion (cours d'eau).
- la Pose à proximité d'une conduite d'assainissement.
- la Passage de ponts.
- la Pose sans tranchée ouverte.

Le choix s'effectue en fonction de : la topographie du terrain et sa nature, la disposition des lieux et des différents obstacles qui peuvent être rencontrés. Selon ces facteurs on opte pour les poses suivantes :

#### **VII.2.1.1- Pose de canalisation en terre :**

Ce choix est justifié par la présence du réseau dans un terrain ordinaire en sa totalité.

Dans ce type de pose on procède à l'enfouissement des canalisations dans une tranchée de largeur et profondeur suffisante avec établissement des niches, et cela va nous permettre de les protéger contre les dégradations extérieures, de conserver la fraîcheur de l'eau et de les mettre à l'abri du gel.

#### **VII.2.1.2- Pose de canalisation en mauvais terrains :**

Si le terrain est de mauvaise qualité on peut envisager quelques solutions :

### a) Cas d'un terrain peu consistant :

Pour éviter tout mouvement de la canalisation ultérieurement, celle-ci doit être posée sur une semelle en béton armé ou non avec interposition d'un lit de sable. La semelle peut être continue ou non en fonction de la nature du sol. Dans le cas où la canalisation repose sur des tasseaux, ces derniers doivent être placés plus proches des joints et soutenus par des pieux enfoncés jusqu'au bon sol.

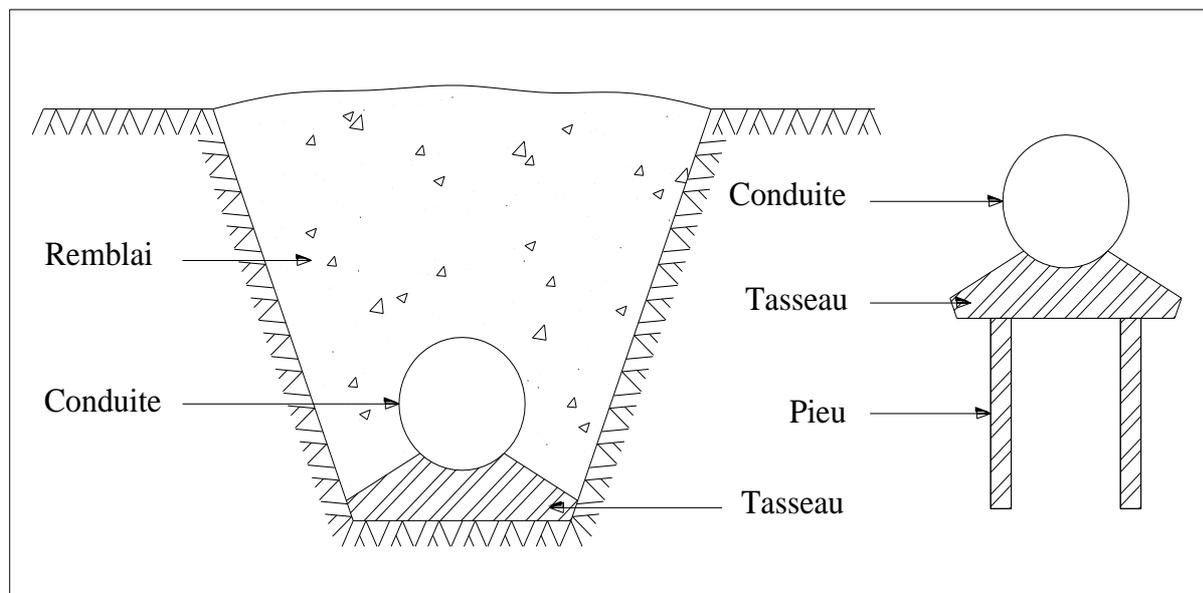


Figure VII.1: Pose de conduites dans un terrain peu consistant.

### b) Cas d'un terrain agressif :

La protection des conduites enterrées en fonte ductile, contre les phénomènes de corrosion, est à réaliser par une manche en film de polyéthylène lorsque le terrain présente une résistivité inférieure à  $1500 \Omega \cdot \text{cm}$  ou lorsqu'il y a présence de sulfures, de sulfates ou de chlorures.

Les avantages de la protection par manches en polyéthylène sont les suivants :

- coût réduit
- Moyen de protection supplémentaire avec une manche polyéthylène qui peut être employée de façon ponctuelle en cas d'imprévu (lentilles d'argile corrosive, creux biologiques non contrôlés, etc. ....).

### VII.2.1.3- Pose des conduites en traversées des routes :

Pour qu'il n'y ait plus de transmission des vibrations dues aux charges et pour amortir les chocs qui peuvent nuire aux conduites et causer des ruptures, par suite des infiltrations nuisibles, on prévoit les solutions suivantes :

- **Des gaines** : ce sont des buses de diamètre supérieur dans lesquelles les conduites sont introduites.
- **Par enrobage dans le béton** : dans ce cas les conduites sont couvertes de béton.

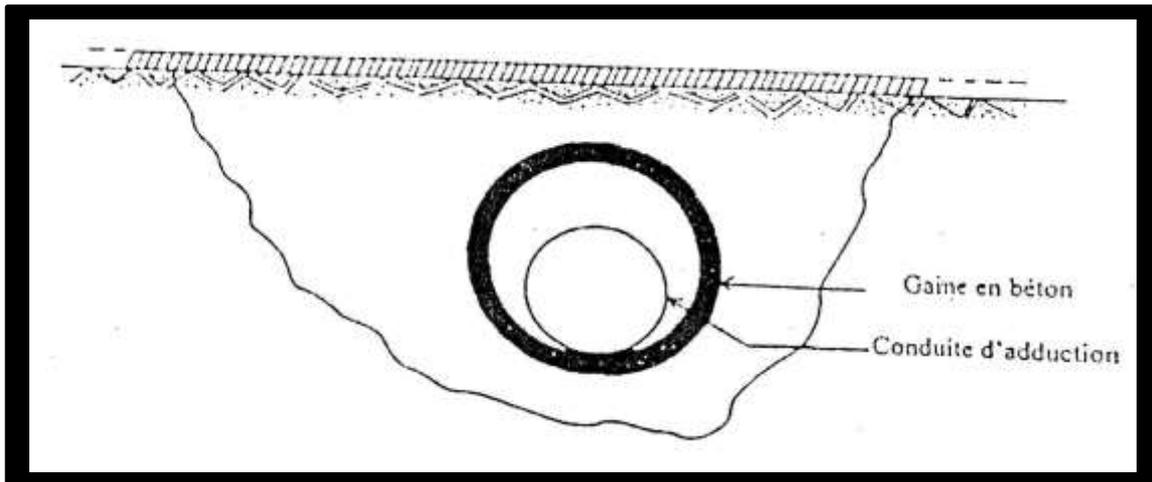


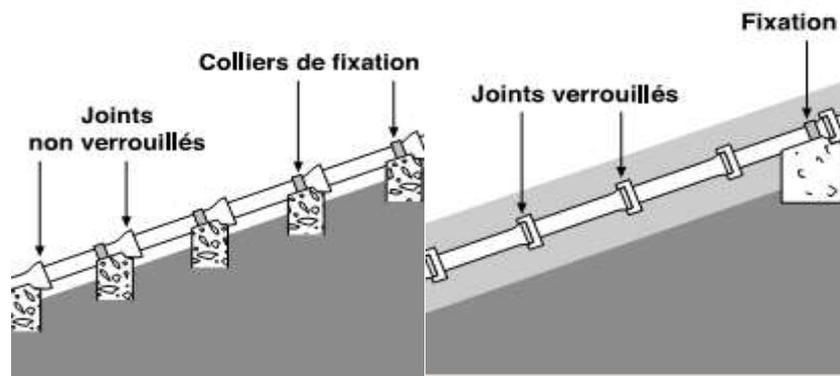
Figure VII.3: Traversée d'une route au moyen d'une gaine.

### VII.2.1.4-Pose de canalisation en pente :

Dans le cas où la canalisation est posée sur tasseaux ou galerie, l'ancrage de la conduite doit avoir lieu. Pour une canalisation sous remblai les ancrages peuvent ne pas être nécessaires.

Pour les conduites en fonte le joint type verrouille s'impose, en béton joint auto butée, en acier joint type soudé.

Il est préférable d'espacer les massifs d'ancrage pour favoriser l'absorption de la force de glissement par le travail des joints longitudinalement.



a) Conduite non enterrée

b) Conduite enterrée

Figure VII.4: Pose de canalisation en pente.

### VII.2.1.5-Cas d'amarrage et de butée d'un coude : [9]

Tout système de canalisation véhiculant un fluide sous pression subit d'importantes contraintes : des forces de poussées apparaissent aux changements de direction par exemple.

Pour éviter tout risque de déboîtement, il convient essentiel de rééquilibrer ces efforts, soit en réalisant des massifs de butée en béton, soit en verrouillant le système de canalisations.

#### a. L'utilisation de massifs de butées en béton :

Est la technique la plus communément utilisée pour reprendre les efforts de poussée hydraulique d'une canalisation à emboîtement sous pression, différents types de massifs en béton peuvent être conçus selon la configuration de la canalisation, la résistance de la nature de sol, la présence ou non de nappe phréatique. Le massif reprend les efforts dus à une poussée hydraulique soit par :

- Frottement sur le sol (massif poids).
- Appui sur le terrain en place (massif butée).

En pratique, les massifs en béton sont calculés en tenant compte des forces de frottement et de la résistance d'appui sur le terrain.

#### b. verrouillage :

Le verrouillage des joints à emboîtement est une technique alternative aux massifs en béton pour reprendre les efforts de poussées hydrauliques. Elle est essentiellement employée lorsqu'il existe des contraintes d'encombrement.

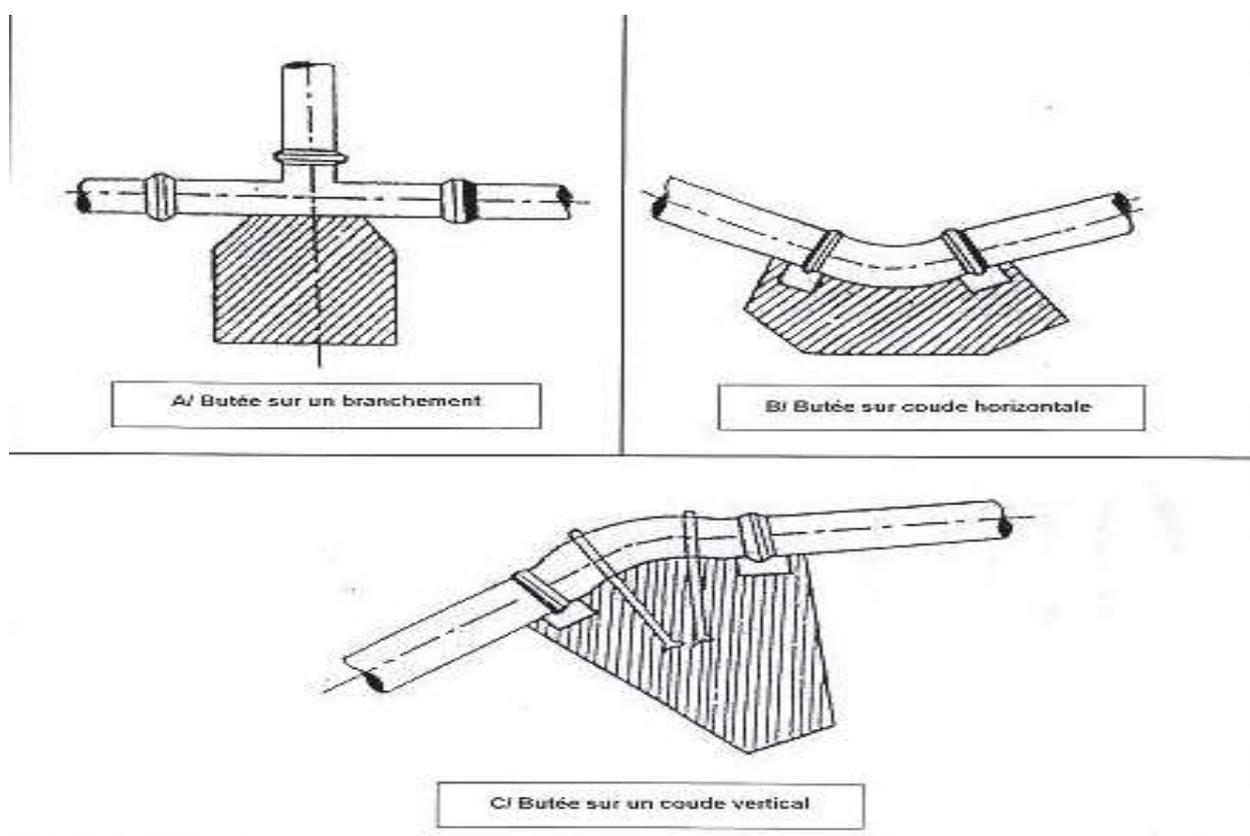


Figure VII.5 : Les butées.

### VII .3- Accessoires :

Les organes et les accessoires jouent un rôle prépondérant dans le bon fonctionnement du réseau, ils sont installés pour :

- Assurer un bon écoulement d'eau.
- Protéger les canalisations.
- Changer la direction des conduites.
- Raccordement des conduites.
- Changer le diamètre.
- Soutirer les débits.
- Régulariser les pressions et mesurer les débits.

Les accessoires qui seront mis en place sont :

#### VII .3.1- Robinets vannes :

Ce sont des appareils de sectionnement permettant l'isolement des différents tronçons du réseau lors d'une réparation sur l'un d'entre eux. Ils permettent aussi le réglage des débits, leur manœuvre s'effectue :

- manuellement à partir du sol au moyen d'une clé dite « béquille » celle-ci est introduite dans une bouche à clé placée sur le trottoir (facilement accessible).
- électriquement pour des robinets de grande dimension,
- commandes hydrauliques et pneumatiques par vérin ou moteur à air.

On distingue plusieurs types de vannes qui satisfont à des besoins variés :

##### VII .3.1.1-Les vannes à opercule :

Ce sont des appareils de sectionnement qui doivent être complètement ouverts ou fermés. L'obturation est obtenue pour une rotation de 90° de la partie tronconique, La vanne est une sorte de lentille épaisse qui s'abaisse ou s'élève verticalement à l'aide d'une vis tournant dans un écran fixé à la vanne, leur encombrement est considérable comparé à celui des vannes papillon.

De surcroît, à partir d'un certain diamètre, il convient d'installer des by-pass pour équilibrer les pressions qui s'exercent des deux côtés du coin quand on veut le manœuvrer à partir de la position fermée.



Figure VII.6 : Robinet vanne à opercule.

### VII .3.1.2-Les vannes papillon :

Il s'agit d'un élément de conduite traversé par un axe déporté entraînant, en rotation, un disque obturateur appelé papillon. Ils peuvent aussi bien servir pour le sectionnement que pour le réglage des débits. Ils sont d'un encombrement réduit, légers, le couple de manœuvre est faible.

A partir d'un certain diamètre (200 à 300 mm) les robinets vannes des deux types sont généralement motorisés.

On placera un robinet papillon à la sortie du réservoir, donc à l'amont de la conduite gravitaire.



Figure VII.7 : Robinets vanne papillon.

### VII .3.2-Les ventouses :

Une accumulation d'air peut se faire aux points hauts d'une conduite. La poche d'air provoque des perturbations qu'il s'agit d'éviter : diminution de la section, arrêt complet des débits, diminution de la pression, coups de bélier.

L'évacuation de l'air se fait par l'intermédiaire d'une ventouse qui peut être manuelle ou automatique (figure VII.8).

Une ventouse manuelle est un simple robinet que l'on manœuvre périodiquement. Les ventouses automatiques sont des pièces évacuant l'air dès qu'il se forme une poche notable.



Figure VII.8 : Ventouses automatiques.

### VII .3.3-By-pass :

Le by-pass est utilisé pour :

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

Dans notre cas, les by pass sont placés parallèlement aux vannes de sectionnement se trouvant le long de la conduite gravitaire et de refoulement pour remplir les deux premiers rôles, et à l'intérieur de chambre de vannes pour remplir le troisième rôle.

### VII .3.4-Vannes de décharge :

Dans le cas d'intervention sur les conduites, des vannes de vidange sont prévues au point bas afin d'évacuer les eaux de la conduite.

La vidange se fait soit dans un égout (cas d'un réseau urbain), soit dans un fossé ou en plein air (cas d'une conduite compagne). Ce robinet sera posé dans un regard en maçonnerie d'accès facile.

### VII .3.5-Clapet anti retour :

Le clapet anti-retour est conçu pour équiper les réseaux hydrauliques de distribution et les stations de pompage. Il se caractérise par un battant articulé reposant sur un siège incliné et un passage intégral en grande ouverture. La conception de l'obturateur garantit l'étanchéité à contre-pression empêchant le retour de tout fluide et un fonctionnement silencieux.

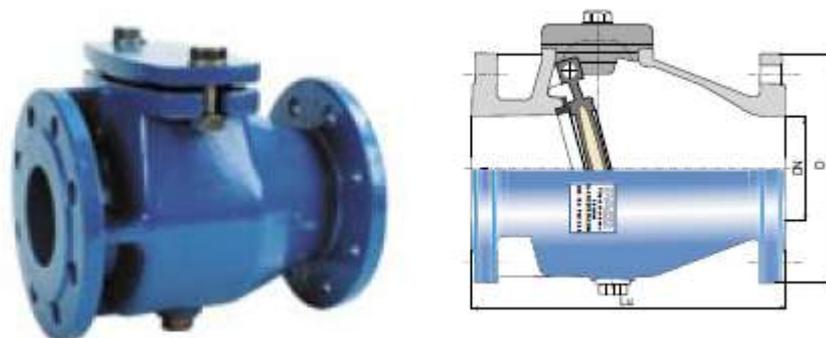


Figure VII-9: Clapet anti retour.

### VII .3.6-Crépines :

Une crépine est un cylindre avec un fond - portant tous deux des perforations - et une bride folle de raccordement. Elle sert à arrêter les graviers et les corps étrangers qui pourraient endommager les appareils sur le réseau. Les crépines sont dimensionnées pour que le passage effectif soit au moins égal à la section de la conduite. Lorsque la crépine se trouve dans le fond, il est conseillé de placer le fond de la crépine à au moins 50 cm du radier.

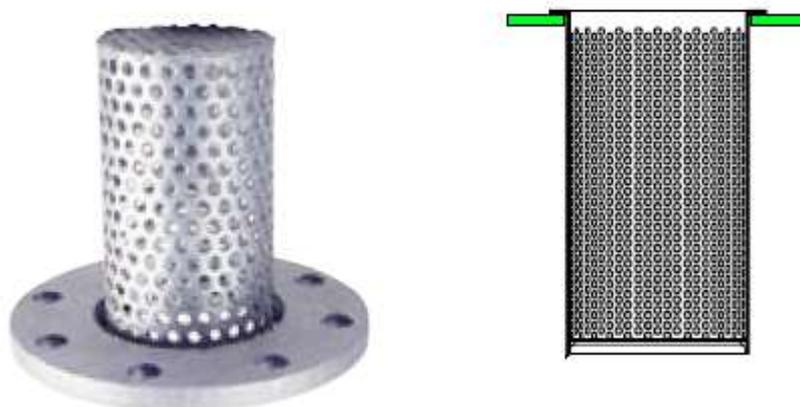


Figure VII-10 : Crépine.

### VII .3.6-Les raccords :

Notre réseau est en PEHD, pour ce type de matériau il existe trois types de raccords :

#### VII .3.6.1-Soudure bout à bout : [4].

Le soudage bout à bout par élément chauffant est utilisé pour assembler les tubes et raccords en PE d'épaisseur identique. Ce procédé consiste à porter à la température  $T = 230^{\circ}\text{C}$  de soudage, par un outil chauffant (miroir), les extrémités des tubes et/ou raccords pendant six minutes.

Après avoir retiré l'outil chauffant, les extrémités plastifiées sont mises en contact et sont maintenues en pression de 50 bars l'une contre l'autre jusqu'à un cycle complet de refroidissement qui est de 43 minutes.

Une bonne soudure bout à bout, reconstitue parfaitement la continuité de la canalisation avec une résistance mécanique identique. Le soudage bout à bout ne peut être effectué qu'à partir du diamètre 90 mm.



Figure VII.11: Bout à bout « bouseuse »

### VII .3.6.2- Les raccords électro- soudables : [4]

Les raccords électro soudables sont équipés d'un fil résistant intégré au voisinage de la surface, qui, après assemblage, se trouvera au contact du tube. Des bornes situées à l'extérieur de la zone de soudage permettent le raccordement de cette résistance à une source d'énergie.

Après grattage, nettoyage et positionnement des pièces à raccorder, la tension est appliquée aux bornes du raccord et la puissance électrique provoque une fusion de surface des deux pièces à assembler. Un mélange intime entre le tube en PE et le raccord assure la cohésion et une étanchéité parfaite entre eux. Ce type de raccordement est très recommandé.

Selon les statistiques mondiales, ce nouveau système assure zéro fuite, néanmoins, il demande certaines précautions à prendre lors de montage.



Figure VII.12 : Raccordement par accessoires électro-soudables.

### VII .3.6.3- Les raccords mécaniques : [4]

Ces raccords sont soit en matière plastique, soit métallique, ils sont couramment utilisés jusqu'au DN 63 mm et existe à des diamètres supérieurs à 90 mm maximum.

Après coupe, ébavurage et Chau freinage des tubes, le montage s'effectue tout simplement par emboîtement et serrage de raccord.

Il existe donc une gamme de raccords en polyéthylène destinés à :

- La déviation d'une partie d'écoulement.
- L'introduction dans la conduite d'un débit supplémentaire ou son soutirage.
- Le changement de diamètre de la conduite.
- Le changement de direction de la conduite.
- L'assemblage des tubes.

**a. Les coudes :**

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

On y distingue des coudes à deux emboîtements ou bien à emboîtements et à bout lisse ; les deux types de coude se présentent avec un angle de :  $1/4$  ( $90^\circ$ ),  $1/8$  ( $45^\circ$ ),  $1/16$  ( $22^\circ 30'$ ),  $1/32$  ( $11^\circ 15'$ ).



Figure VII.13 : Le coude.

**b. Les tés :**

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

**c. Les croix de jonction:**

Elles sont utilisées au niveau des nœuds pour le croisement des deux conduites perpendiculaires.

**d. les manchons :**

Ce sont des morceaux de 25 à 50 cm, qui sont utilisés pour le raccordement des accessoires et appareillages.

### VII .3.7-Organes de mesure :

#### VII.3.7.1-Mesure de débit :

Il est important de connaître, par mesure des débits, le volume total envoyé dans un réseau de distribution: refoulé par une station de pompage, fourni par une station de traitement, donné par un forage, une source ou encore un réservoir. Ceci est, en effet, essentiel pour la bonne gestion d'un réseau de distribution.

La mesure des débits importants peut être réalisée par plusieurs moyens: le tube de Venturi, le diaphragme, la tuyère, le compteur à hélice (ou moulinet), le tube de Pitot, le déversoir à mince paroi, le compteur à induction (ou électromagnétique).



Débitmètre électromagnétique

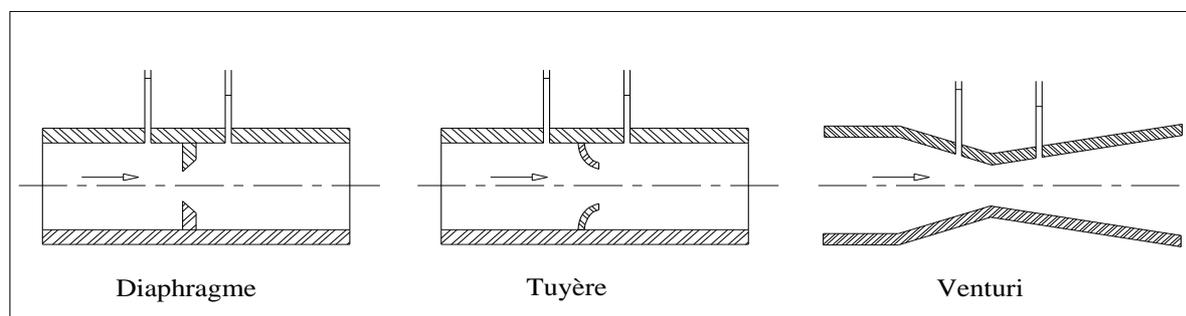


Figure VII.14: Les différents types des débitmètres.

#### VII.3.7.2-Mesure de pression :

Les appareils les plus utilisés sont :

##### VII.3.7.2.1-Manomètres à aiguilles :

Dans les manomètres à aiguille, le mouvement est transmis à l'aiguille soit par un secteur denté soit par un levier soit par une membrane. L'avantage de cette transmission est la facilité d'étalonnage et son inconvénient réside dans l'usure rapide de la denture surtout si le manomètre subit des vibrations (figure VII.15).

**VII.3.7.2-Manomètres à soufflet :**

Ce sont des manomètres dont l'organe actif est un élément élastique en forme de soufflet.

Sous l'effet de la pression, le soufflet se déforme dans la direction axiale. Les manomètres à soufflet présentent l'avantage d'éliminer le danger de gel et leur inconvénient réside dans leur sensibilité aux vibrations et au surchauffage.



Figure VII.15 : Manomètre à aiguilles type Ref-class.

**VII.4-Conclusion :**

Afin d'assurer un bon fonctionnement du réseau, les accessoires doivent être installés soigneusement, pour cela les raccordements seront effectués par des personnes qualifiées et compétentes. Pour assurer la longévité de ces appareils un entretien périodique et une bonne gestion sont nécessaires.

# **Chapitre VIII**

## **Organisation de chantier**

### **VIII.1-Introduction:**

Le but de ce chapitre est de faire une organisation de chantier de l'adduction en eau potable de la ville d'Ain Lahdjar à partir du champ de captage Chaabat El Hamra qui consiste à la détermination, la coordination et à la mise en œuvre des moyens nécessaires pour la réalisation et l'exécution des travaux dans les meilleures conditions et dans les plus brefs délais.

### **VIII.2-Différents travaux à entreprendre**

On divise les travaux en trois parties :

#### **VIII.2.1-Les différents travaux de mises en place des canalisations :**

Les différentes étapes sont :

##### **VIII.2.1.1- Implantation du tracé des tranchées sur le terrain :**

###### **VIII.2.1.1.1 Matérialisation :**

On matérialise l'axe de la tranchée sur le terrain avec des jalons placés en ligne droite et espacés de 50 m. On effectue ce travail en mesurant sur le plan leurs distances par des repères fixés où des bornes. La direction des axes et leurs extrémités sont ainsi bien déterminée.

###### **VIII.2.1.1.2- Nivellement :**

Le nivellement est la mesure des différences d'altitudes entre deux ou plusieurs points situés sur une pente uniforme. Lorsque le terrain compte des obstacles on procède au nivellement par cheminement et par un simple calcul, on détermine la hauteur de chaque point ainsi la profondeur de tranchée en point.

###### **VIII.2.1.2- Excavation des tranchées :**

Cette opération se divise en deux étapes :

###### **VIII.2.1.2.1- Enlèvement de la couche végétale :**

Pour la réalisation de cette opération, on opte pour un dozer\_(voir figureVIII.3).

###### **VIII.2.1.2.2- Réalisation des fouilles :**

La réalisation de la tranchée et le remblaiement dépendent des paramètres suivants :

- Environnement ;
- Caractéristiques de la conduite (type de joint et diamètre) ;
- Nature du terrain (avec ou sans eau) ;
- Profondeur de pose.

**NB:** on choisit d'utiliser la pelle hydraulique pour la réalisation des fouilles (figureVIII.2).

**a. Largeur de la tranchée :**

Elle doit être au minimum 0.60 m pour faciliter les travaux. Elle sera calculée en fonction du diamètre de la conduite, en laissant 0.30 m d'espace de chaque côté de celle-ci.

La largeur de la tranchée est donnée par la formule suivante :

$$B = D + (2 \times 0,30) \dots \dots \dots \text{en (m)}$$

Avec :

B : largeur de la tranchée (m).

D : diamètre de la conduite (m).

**b. La profondeur de la tranchée :**

La profondeur doit être suffisante. Elle varie de 0.60 m à 1.20 m pour assurer la protection de la conduite contre les variations de la température et le risque d'écrasement sous l'effet des charges et des surcharges.

On peut calculer la profondeur de la tranchée en utilisant la formule suivante :

$$H = D + H1 + H2 \dots \dots \text{en (m)}$$

Avec :

H : la profondeur de la tranchée (m).

H1 : profondeur du lit de pose prise égale à 0.2 m.

H2 : distance verticale séparant la génératrice supérieure de la conduite à la surface du sol (m)

D : diamètre de la conduite (mm).

**c. Lit de pose :**

Avant la pose de conduite, nous procédons à la pose d'un lit de sable de 0,15 m à 0,2 m d'épaisseur nivelée suivant les côtes du profil en long.

**d. L'assise :**

Au-dessus du lit de pose et jusqu'à la hauteur de l'axe de la canalisation, le matériau de remblai est poussé sous les flancs de la canalisation et compacté de façon à éviter tout mouvement de celle-ci et lui constituer l'assise prévue.

**VIII.2.1.3- Pose des conduites :**

1. Avant la descente des conduites aux fouilles, on procède à un triage des conduites de façon à écarter celles qui ont subi des chocs.
2. la descente des tuyaux doit être manipulée avec soin, ils seront posés lentement soit manuellement soit mécaniquement à l'aide d'un pose tube dans le fond de la fouille.
3. Chaque élément posé dans la tranchée doit être présenté dans l'axe de l'élément précédemment posé, et au cours de la pose, il faut vérifier régulièrement l'alignement des tuyaux afin d'avoir une pente régulière entre deux regards, pour y opérer correctement on effectue des visées à l'aide des nivelettes tous les 80 m environ.
4. Tous les débris liés à la pose doivent être retirés de l'intérieur du tuyau avant ou juste après la réalisation d'un emboîtement. Ceci peut être effectué en faisant passer un goupillon le long du tuyau ou à la main, selon le diamètre.
5. A chaque arrêt de travail un bouchon temporaire doit être solidement appliqué sur l'extrémité ouverte de la canalisation pour éviter l'introduction des corps étrangers. Cela peut faire flotter les tuyaux en cas d'inondation de la tranchée, auquel cas les tuyaux doivent être maintenus au sol par un remplissage partiel de la tranchée ou par étayage temporaire.

**NB :** Puisque nous avons des petits diamètres (inférieur à 250mm) on va faire descendre les conduites de manuellement.

**VIII.2.1.4-Epreuve de joints 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 (pompe d'épreuve), qui consiste au remplissage en eau de la conduite sous pression de 1,5 fois la pression de service à laquelle sera soumise la conduite en cours de fonctionnement.

Cette épreuve doit durer 30 minutes environ où la variation ne doit pas excéder 0,2 bar.

**VIII.2.1.5- Remblayage des tranchées :**

Le remblai une fois les épreuves réussies, la mise en place du remblai bien tassé est effectuée manuellement en utilisant la terre des déblais, (tout élément indésirable étant exclu).

Le remblaiement doit être fait par couche de 20 à 30 cm.

Sachant que le remblayage des tranchées comporte en général deux phases principales :

**VIII.2.1.5.1- Le remblai d'enrobage :**

Comprend le lit de pose, l'assise, le remblai de protection. Le remblai directement en contact avec la canalisation, jusqu'à une hauteur uniforme de 10cm au-dessus de sa génératrice supérieure, doit être constitué du même matériau que celui de lit de pose.

**VIII.2.1.5.2-Le remblai supérieur :**

L'exécution du remblai supérieur peut comporter la réutilisation des déblais d'extraction de la fouille, si le maître de l'ouvrage l'autorise.

Ceux-ci seront toutefois expurgés des éléments de dimension supérieure à 10 cm, des débris végétaux et animaux, des vestiges de maçonnerie et tout élément pouvant porter atteinte à la canalisation.

**NB :** Nous utiliserons un chargeur pour le remblayage (voir figure VIII.4).

**VIII.2.1.6-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.

**NB :** Nous optons pour un compacteur pour le compactage (voir figure VIII.5).

**VIII.2.1.7-Désinfection du réseau :**

Lors de la pose, la terre ou les poussières peuvent être introduites à l'intérieur des conduites, pour éliminer ces corps étrangers, il est indispensable de procéder à un nettoyage et un rinçage du réseau avant de livrer l'eau à la consommation publique.

Les principaux produits susceptibles d'être utilisés comme désinfectants sont :

- Le permanganate de potassium ( $KMnO_4$ ) ;
- Hypochlorite de calcium ( $ClOCa$ ) ;
- L'hypochlorite de sodium ( $ClONa$  ou eau de javel).

Avec un temps de contact qui dépend du produit utilisé et de sa dose introduite ; en fin on procède au rinçage à l'eau claire.

**VIII.2.2-Travaux concernant les réservoirs :**

Dans la zone d'étude nous avons à construire deux réservoirs. Dans cette partie du projet, nous allons déterminer les volumes des travaux pour la réalisation d'un réservoir.

- 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 et de la dalle de la chambre de manœuvre.
- Maçonnerie de la chambre de manœuvre et des chicanes.

### VIII.2.3- Travaux concernant les regards :

Les regards sont généralement de forme carrée, leurs dimensions varient en fonction des sections des conduites ou la pièce à poser. La profondeur et l'épaisseur varient d'un regard à un autre.

Les différentes opérations pour l'exécution d'un regard sont les suivantes :

- Réglage du fond du regard.
- Exécution de la couche du béton de propreté.
- Ferrailage du radier de regard.
- Bétonnage du radier.
- Ferrailage des parois.
- Coffrage des parois.
- Bétonnage des parois.
- Décoffrage des parois.
- Ferrailage de la dalle.
- Coffrage de la dalle.
- Bétonnage de la dalle.
- Décoffrage de la dalle.



Figure VIII-1 : Construction d'un regard.

### VIII.3-Définitions des engins de terrassement utilisés :

Le matériel utilisé est le matériel classique des chantiers de travaux publics. L'utilisation de gros engins mécaniques va réduire considérablement le prix et le temps des terrassements dont l'incidence, dans la construction des chantiers, se trouve ainsi sensiblement diminuée.

Les engins que nous allons utiliser sont :

- Une pelle hydraulique.
- Un dozer.
- Un chargeur.
- Un vibreur du sol pour le compactage des fouilles et des tranchées.

### VIII.3.1-Pelle hydraulique :

Les pelles sont des engins de terrassement qui conviennent à tous les terrains même durs,

La pelle peut porter divers équipement qui en font un engin de travail à plusieurs fins :

- Godet normal pour travail en butée.
- Godet rétro pour travail en fouille et en tranché.
- Godet niveleur pour travail de décapage ou de nivelage.
- Benne preneuse pour terrassement en fouille ou déchargement de matériaux (sable, pierres...). Dragline pour travail en fouille.

Pour une pelle équipée en rétro ou pelle hydraulique le godet est porté par un bras simplement articulé et actionner par des vérins hydraulique.



FigureVIII.2: Pelle hydraulique.

### VIII.3.2-Bulldozer :

Le bulldozer est une pelle niveleuse montée sur un tracteur à chenille ou à pneus L'outil de terrassement est une lame profilée portée par deux bras articulés qu'un mécanisme hydraulique permet d'abaisser ou de lever.

Si la lame est en position basse l'engin fait des terrassements par raclage avec une profondeur de coupe de 20 à 30cm.

En mettant la lame en position intermédiaire, on peut régaler des tas de déblais en couche d'épaisseur de 20 à 30cm également.

La position haute est une position de transport (hauteur de la lame au-dessus du sol de 75cm à 1m).



Figure VIII.3: Bulldozer.

### VIII.3.3-Chargeur :

C'est un tracteur à pneus muni de godet de chargement et de déchargement à l'avant, on l'utilisera pour remblayer les fouilles, les casiers et la tranchée après pose de la conduite.



Figure VIII.4: Chargeur.

### VIII.3.4-Compacteur (vibrateur de sol) :

C'est un engin peu encombrant, composé de deux petits cylindres d'environ 30 cm de diamètre muni d'un guidon. Cet engin sert au compactage des remblais des surfaces étroites telles que les fouilles des semelles, les casiers entre ceintures inférieures du bâtiment et les tranchées.



Figure VIII.5: Rouleau lisse.

### VIII.4-Calcul des volumes des travaux :

- **Déblais d'excavation**

$$V_D = S_t \cdot L = (b \cdot H_{tr}) \cdot L \dots \dots \dots (VIII.1)$$

Avec :

- $V_D$  : Volume du déblai ( $m^3$ ).
- $S_t$  : La section du tranché ( $m^2$ ).
- $L$  : La longueur du tranché (m).
- $b$  : La largeur de la tranché (m).
- $H_{tr}$  : La hauteur du tranché (m).

- **Le volume du lit du sable :**

$$V_s = b * e * L \dots \dots \dots (VIII.2)$$

Avec :

- $V_s$  : volume du lit de sable ( $m^3$ ).
- $b$  : La largeur de la tranché (m).
- $e$  : épaisseur du lit de sable,  $e = 10$  cm.
- $L$  : longueur de la tranchée (m).

- **Remblais :**

Le volume des remblais sera le volume des déblais réduit du volume occupé par la conduite et du volume du lit de sable :

$$V_r = V_{exc} - V_s - V_c \dots \dots \dots (VIII.3)$$

Avec :

$V_r$  : volume du remblai.

$V_{exc}$  : volume du déblai (volume excavé).

$V_{cond}$  : volume occupé par la conduite.

$V_s$  : volume du lit de sable.

- Moyennant les formules (VIII.1), (VIII.2) et (VIII.3), on calcule les déblais d'excavation, lit du sable et remblais correspondant aux différents tronçons.

Les résultats sont représentés dans le tableau VIII.1 ci-après :

Tableau VIII.1 : Calcul des différents volumes.

Ø (mm)	Longueurs (m)	b (m)	e (m)	H <sub>tr</sub> (m)	Déblais (m <sup>3</sup> )	lit du sable (m <sup>3</sup> )	Remblais (m <sup>3</sup> )
160	7151,77	0,46	0,1	1,2	3947,78	328,98	3804,06
200	2128,52	0,50	0,1	1,2	1277,11	106,43	1210,28
250	1109,3	0,55	0,1	1,2	732,14	61,01	677,71
<b>TOTAL</b>					5957,03	496,42	5692,05

**VIII.5-Calcul des coûts des travaux de projet:**

Tableau VIII.2 : Devis estimatif de projet.

Désignation	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
<b>1- Terrassement</b>				
Déblais	m <sup>3</sup>	5957,03	600	3574218
Pose de lit du sable	m <sup>3</sup>	496,42	200	99284
Remblaiement des tranchées	m <sup>3</sup>	5692,05	500	2846025
Evacuation des déblais excédentaires	m <sup>3</sup>	264,98	300	79494
<b>2- Transport et pose de canalisations</b>				
Conduite ø 160	ml	7151,77	1806,98	12923105,35
Conduite ø 200	ml	2128,52	2744,75	5842255,27
Conduite ø 250	ml	1109,30	4335,615	4809497,72
Grillage d'avertissement	ml	10389,59	20	207791,8
Accessoires	unité	60	10000	600000
<b>3- Réservoir</b>				
Réservoir de 300m <sup>3</sup>	unité	01	5000000,00	5000000,00
Réservoir de 500m <sup>3</sup>	unité	01	6000000,00	6000000,00
			<b>TOTAL HT</b>	<b>41981671,14</b>
			<b>TVA 17%</b>	<b>7136884,09</b>
			<b>TOTAL TTC</b>	<b>49118555,24</b>

Donc à partir des tableaux VIII-2, le prix approximatif des travaux de réalisation de l'adduction d'alimentation en eau potable de la ville d'Ain Lahdjar est : **49118555,24DA**.

### **VIII.6-Causes des accidents de travail dans un chantier hydraulique : [10]**

Généralement les accidents de travail imputables à des conditions dangereuses et actions dangereuses sont causés par deux facteurs :

#### **VIII.6.1-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.

#### **VIII.6.2-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.)

### **VIII.7-Mesures préventives pour éviter les causes des accidents : [10]**

#### **VIII.7.1-Protection individuelle :**

Pour mieux protéger contre les dangers pendant l'exercice de certaines professions, **il** est indispensable d'utiliser les dispositifs de protection individuelle (casques, gans, chaussures, lunette protectrice etc.).

#### **VIII.7.2-Autre 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.

**VIII.8-Protection collective :****VIII.8.1. Equipement de mise en œuvre du béton :**

Le L'entrepreneur ou bien chef de chantier doit mettre en évidence les points suivants :

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

**VIII.8.2. Engin de levage :**

La grue, pipe layé 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.

**VIII.8.3. 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.

**VIII.9-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 l'angledozer, pelle, rouleau lisse.

Afin de réaliser ce projet dans les plus brefs délais possibles, on doit prévoir un planning permettant la réalisation des deux partie du projet en même temps, c'est-à-dire lancer les travaux de la pose des conduites et en même temps, lancer les travaux de la réalisation des réservoirs.

# **Conclusion générale**

## **Conclusion générale**

A travers cette étude, nous avons essayé d'apporter une contribution au projet d'adduction en eau potable de la ville d'Ain Lahdjar à partir du champ de captage de Chaabat El Hamra. Notre étude a englobé tous les points qui touchent à la réalisation de ce projet. Elle a été menée sur deux volets, une partie basée sur la récolte des informations et des diverses recommandations, et une partie qui a consisté à établir le schéma directeur de l'alimentation en eau potable de la région d'étude.

A travers celle-ci nous avons :

Examiner tout d'abord la zone d'étude et estimer ses besoins en eau, les ouvrages de stockage sont dimensionnés selon les besoins en eau estimés, par la suite dimensionné l'adduction qui constitue des conduites en PEHD, dont l'emplacement du réservoir tampon est choisi de tel sort à assurer une alimentation gravitaire de la grande partie des localités situées à l'aval.

Pour assurer une longévité et un bon fonctionnement, les conduites sont équipées de différents accessoires, et on a aussi défini à chacune, une pose adéquate à son emplacement dans le terrain. Pour protéger les conduites de refoulement contre le coup de bélier, nous avons projeté un réservoir d'air.

Enfin, dans le but de se rapprocher le maximum à la bonne marche du chantier nous avons essayé de proposer une chronologie logique d'exécution des tâches. Ainsi que des préventions à prendre pour pouvoir assurer la protection et la sécurité des ouvriers.

# Références bibliographiques

## **Références bibliographiques:**

[1] **Amrouche. S.** (2006) Calcul d'un réseau d'AEP pour trois villages de la commune de Tirmatine (WTO) à partir de l'Oued Bougdoura, mémoire d'ingénieur d'état en agronomie, UMMTO.

[2] **Ben hafid.M.S.** (1997) Cours De Protection et Sécurité Du Travail ENSH.

[3] **Bonnin. J.** (1986) Hydraulique urbaine appliquée aux agglomérations de petites et moyennes importances, édition Eyrolles Paris.

[4] **Carlier. M.** (1972) HYDRAULIQUE GENERALE ET APPLIQUEE, Eyrolles, Paris.

[5] **Dupont. A.** (1981) HYRAULIQUE URBAINE, Tome II Eyrolles, Paris.

[6] **Meunier.M.** (1950). LES COUPS DE BELIER ET LA PROTECTION DES RESEAUX D'EAU SOUS PRESSION, édition Dunod, Paris.

## **Catalogue :**

[7].**Anonyme.** Catalogue technique des tubes polyéthylène (PE) et accessoires, Chiali.

# **ANNEXES**

**Annexes :**

Annexe 1: la fraction horaire du débit maximum journalier.

Heures	Nombre d'habitants				
	< 10000	10000 à 50000	50000 à 100000	> 100000	Aggl.de type rural
<b>0-1</b>	01	1.5	03	3.35	0.75
<b>1-2</b>	01	1.5	3.2	3.25	0.75
<b>2-3</b>	01	1.5	2.5	3.3	01
<b>3-4</b>	01	1.5	2.6	3.2	01
<b>4-5</b>	02	2.5	3.5	3.25	03
<b>5-6</b>	03	3.5	4.1	3.4	5.5
<b>6-7</b>	05	4.5	4.5	3.85	5.5
<b>7-8</b>	6.5	5.5	4.9	4.45	5.5
<b>8-9</b>	6.5	6.25	4.9	5.2	3.5
<b>9-10</b>	5.5	6.25	4.6	5.05	3.5
<b>10-11</b>	4.5	6.25	4.8	4.85	06
<b>11-12</b>	5.5	6.25	4.7	4.6	8.5
<b>12-13</b>	07	05	4.4	4.6	8.5
<b>13-14</b>	07	05	4.1	4.55	06
<b>14-15</b>	5.5	5.5	4.2	4.75	05
<b>15-16</b>	4.5	06	4.4	4.7	05
<b>16-17</b>	05	06	4.3	4.65	3.5
<b>17-18</b>	6.5	5.5	4.1	4.35	3.5
<b>18-19</b>	6.5	05	4.5	4.4	06
<b>19-20</b>	5.0	4.5	4.5	4.3	06
<b>20-21</b>	4.5	04	4.5	4.3	06
<b>21-22</b>	03	03	4.8	3.75	03
<b>22-23</b>	02	02	4.6	3.75	02
<b>23-24</b>	01	1.5	3.3	3.7	01
<b>Total</b>	100%	100%	100%	100%	100%

Annexe 2 : Abaque de Vuibert.

